

6

ВСЕУКРАЇНСЬКИЙ СТУДЕНТСЬКИЙ
НАУКОВО-ПРАКТИЧНИЙ СЕМІНАР

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

ДОСВІД ВПРОВАДЖЕННЯ У НАВЧАЛЬНИЙ ПРОЦЕС СУЧАСНИХ КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ



ЦНТУ

кафедра БДМБ

Кропивницький 2018

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

VI ВСЕУКРАЇНСЬКОГО СТУДЕНТСЬКОГО НАУКОВО-ПРАКТИЧНОГО СЕМІНАРУ

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

25-26 жовтня 2018 року

Матеріали доповідей надруковано в авторській редакції.

Відповідальна за випуск: Красота Г.С.

**Підписано до друку 20.10.2018
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 ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ МАШИН
КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ, ДОРОЖНІХ МАШИН І БУДІВНИЦТВА

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ
VI ВСЕУКРАЇНСЬКОГО СТУДЕНТСЬКОГО НАУКОВО-ПРАКТИЧНОГО СЕМІНАРУ

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

29-30 жовтня 2018 року

м. Кропивницький

Збірник матеріалів VI Всеукраїнського студентського науково-практичного семінару “Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій”. - Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – 206 с.

ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ КОМІТЕТ СЕМІНАРУ

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

Заступник голови - Настоящий В.А., канд. техн. наук, професор, завідувач кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету.

Секретар - Дарієнко В.В., канд. техн. наук, доцент кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету.

Члени оргкомітету:

Яцун В.В., канд. техн. наук, доцент, декан факультету проектування та експлуатації машин Центральноукраїнського національного технічного університету;

Пашинський В.А., д-р техн. наук, професор кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету;

Довченко П.І., академік Академії будівництва України, Заслужений будівельник України, генеральний директор ПрАТ “Проектно-вишукувальний інститут “Кіровоградагропроект”;

Нестеренко М.П., д-р техн. наук, професор, декан будівельного факультету Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка;

Томаченко Є.О., магістр будівництва, член-кореспондент Академії будівництва України, головний інженер ТОВ “Кіровоградський будівельний альянс”;

Таран О.В., член-кореспондент Академії будівництва України, директор будівельного коледжу;

Ворона Т.В., канд. техн. наук, фахівець 1 категорії методично-організаційного відділу Центральноукраїнського національного технічного університету.

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.

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 VI Всеукраїнського студентського науково-практичного семінару "Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій", що відбувся 28-29 жовтня 2018 року на базі кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету.

Матеріали збірника надруковано у авторській редакції.

ЗМІСТ

Грицук З.М., Настоящий В.А. КОМП’ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ БАРАБАНА КУЛЬОВОГО МЛИНА.....	4
Садіков Д.Ю., Настоящий В.А. ДО ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ ГЕОМЕТРИЧНИХ РОЗМІРІВ ГУМОВИХ ФУТЕРОВОК МЛИНІВ САМОПОДРІБНЕННЯ.....	8
Гнатко І.В., Настоящий В.А. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ЗВАРЕНОЇ НИТКИ ТРУБ МАГІСТРАЛЬНОГО ТРУБОПРОВОДУ ПРИ ТРАНСПОРТУВАННІ.....	14
Кайгородов С.І., Настоящий В.А. ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ КОМП’ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ЕКСЦЕНТРИКОВОГО ВАЛУ ШОКОВОЇ ДРОБАРКИ.....	16
Е.Р. Рєзакова, Настоящий В.А. ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ КОМП’ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІ БУДІВЕЛЬНОГО ПІДЙОМНИКА.....	22
Париська М.М., Джирма С.О. ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВОЇ БАЛКОВОЇ КЛІТКИ АВТОМІЙКИ В ПОЛТАВСЬКІЙ ОБЛАСТІ.....	27
Слонь Д.В., Джирма С.О. ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ ХАРАКТЕРИСТИК ФЕРМ КАРКАСА МЕХАНІЧНОЇ МАЙСТЕРНІ.....	32
Горбань І.В., Пашинський В.А. КОМП’ЮТЕРНА ОПТИМІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ ЧОТИРИГІЛКОВИХ КОЛОН НА ПЛАНКАХ.....	37
Кирилюк І.М., Пашинський В.А. ОПТИМАЛЬНА РОЗКЛАДКА БАЛОК У БАЛКОВИХ КЛІТКАХ НОРМАЛЬНОГО ТИПУ.....	40
Мороз Р.О., Пашинський В.А. РАЦІОНАЛЬНЕ ВИКОРИСТАННЯ НІЗДРЮВАТИХ БЕТОНІВ У СТІНАХ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ.....	44
Плис Ю.Ю., Пашинський В.А. ЕФЕКТИВНІСТЬ ВИКОРИСТАННЯ ЗВАРНИХ ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ КОЛОН ДВОТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ.....	47
Процик К.М., Пашинський В.А. РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ТЕМПЕРАТУРИ ҐРУНТУ.....	51
Соколов О.М., Пашинський В.А. АВТОМАТИЗОВАНА МЕТОДИКА РОЗРОБЛЕННЯ СОРТАМЕНТУ ЗВАРНИХ ДВОТАВРІВ.....	53
Тімченко О.В., Пашинський В.А. АВТОМАТИЗОВАНЕ ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ БАЛОК З ПЕРФОРОВАНИМИ СТІНКАМИ.....	55
Берестенко О.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ БЕЗКЛІНКЕРНИХ В’ЯЗУЧИХ РЕЧОВИН НА МІЦНІСТЬ БЕТОНУ.....	60
Висоцький О.В. ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ АРМОКАМ’ЯНИХ БАЛОК.....	62
Гризлюк М.Ю. ДОСЛІДЖЕННЯ СПОСОБІВ ПІДВИЩЕННЯ ЗВУКОІЗОЛЯЦІЇ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	64
Єфросинін В.В. ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ЛЕГКИХ БЕТОНІВ НА ОСНОВІ ПОРТЛАНД-ЦЕМЕНТУ, МОДИФІКОВАНОГО КОМПЛЕКСНИМИ ДОБАВКАМИ.....	66
Шеремет П.В. РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ ТРИШАРОВИХ ПАНЕЛЕЙ.....	68
Юзманов В.І. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ТЕПЛОПРОВІДНОСТІ КЛЕСНОГО БРУСА НА ТЕПЛОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЕРЕВ’ЯНОГО БУДІНКУ.....	70
Бринза Є.А., Карпушин С.О., Карпушин А.С. КЛАСИФІКАЦІЯ ТА ТИПИ ШТУЧНИХ ВОДОЙМ.....	72
Васільєв А.О., Карпушин С.О., Карпушин А.С. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ ЩОДО АРМУВАННЯ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ.....	77

Гришко Є.Р., Карпушин С.О., Карпушин С.А. АНАЛІЗ КРИОГЕННИХ ПРОЦЕСІВ В ГРУНТОВИХ ОСНОВАХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД.....	86
Лісанчук В.В., Карпушин С.О., Карпушин А.С. ПОКРІВЛЯ ЯК ЕЛЕМЕНТ ВИРАЗНОСТІ І ФУНКЦІОНАЛЬНОСТІ.....	91
Яковлев В.Я., Хачатурян С.Л. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ РОСТВЕРКУ.....	94
Яковлева Т.Я., Хачатурян С.Л. МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ФУНДАМЕНТУ БАГАТОПОВЕРХОВОГО БУДИНКУ.....	96
Яковлева С.В., Хачатурян С.Л. ПІДСИЛЕННЯ СТРІЧКОВИХ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ.....	99
Циганенко А.О., Хачатурян С.Л. СУМІСНА РОБОТА СИСТЕМИ «БУДІВЛЯ-ФУНДАМЕНТ-ОСНОВА».....	101
Вільганюк Р.Є., Плотніков О.А., Скриннік І.О. ДОСЛІДЖЕННЯ УМОВ УТВОРЕННЯ ВОДО КОНДЕНСАТУ НА ВІКОННОМУ СКЛІ З МЕТОЮ ВИЗНАЧЕННЯ ОПТИМАЛЬНОГО РІШЕННЯ ВІКОННИХ КОНСТРУКЦІЙ В ЖИТЛОВИХ ПРИМІЩЕННЯХ.....	103
Найдюк В.О., Плотніков О.А., Скриннік І.О. ВИЗНАЧЕННЯ Й НОРМУВАННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СЕНДВІЧ-ПАНЕЛЕЙ.....	106
Валантіс А.Б., Плотніков О.А., Скриннік І.О. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТАЛЕВОГО ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ.....	111
Луценко Б.С., Яцун В.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ФАКТОРІВ НА ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ ТА МІЦНІСНІ ПОКАЗНИКИ БЕТОНІВ.....	113
Дегорян С.М., Яцун В.В. КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОПЕРЕЧНИХ КОЛИВАНЬ ВАНТАЖУ ПІДЧАС РУХУ ГРЕЙФЕРНОГО ВІЗКА МОСТОВОГО КРАНУ.....	119
Ткачук В.М., Яцун В.В. АНАЛІЗ ХАРАКТЕРИСТИК ЩЕПЛЕННЯ БЕТОНІВ ТА РОЗЧИНІВ ПРИ ВИКОНАННІ РЕМОНТНО-ВІДНОВЛЮВАЛЬНИХ РОБІТ.....	122
Гамаюнова С.А., Джирма С.О. ТИПИ І ГАЛУЗІ ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ СВІТЛОПРОЗОРИХ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ, ТА ЇХ МІСЦЕ У ЗАБЕЗПЕЧЕННІ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВЕЛЬ.....	124
Ружич Р.А., Джирма С.О. ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕПЛОВИХ ХАРАКТЕРИСТИК ВУЗЛІВ ПРИМИКАННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ З ПВХ В МОНОЛІТНИХ СТІНАХ.....	129
Назаренко С.М., Чубінов С.В., Дарієнко В.В. ОСНОВНІ ПОШКОДЖЕННЯ І ЇХ ВПЛИВ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	134
Дарієнко О.О., Скриннік І.О. ОГЛЯД ДЕФЕКТІВ РУЛОННИХ ПОКРІВЕЛЬ ТА МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ЇХ РЕМОНТА.....	136
Сесмій О.В., Плотніков О.А., Дарієнко В.В. АНАЛІЗ ПЛАНУВАЛЬНИХ ВИРІШЕНЬ МАЛООБ'ЄСМНИХ ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ КООПЕРОВАНИХ З ЖИТЛОМ.....	139
Москаленко О.М., Плотніков О.А., Дарієнко В.В. ОБГРУНТУВАННЯ ВИНИКНЕННЯ ПОТРЕБИ У КООПЕРУВАННІ ЗАКЛАДІВ ГРОМАДСЬКОГО ОБСЛУГОВУВАННЯ З ЖИТЛОМ.....	142
Литовка М., Хачатурян О.С. ОЦІНЮВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ЙМОВІРНІСНИХ РОЗПОДІЛІВ.....	144
Данілов О.О., Шевчук А.В., Дарієнко В.В. ОГЛЯД КОНСТРУКТИВНИХ ВІДМІННОСТЕЙ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ ФАСАДНИХ СИСТЕМ ПОПУЛЯРНИХ ВИРОБНИКІВ.....	147
Криворотько В.В., Портнов Г.Д. ОПТИМІЗАЦІЯ ТРЬОХПРОЛІТНОЇ НЕРОЗРІЗНОЇ БАЛКИ РЕГУЛЮВАННЯМ ОПОР.....	154

Gasii G.M., Hasii D.M., Drobiazko V.V. <i>USAGE APPLICATIONS TO DETERMINE THE PARAMETERS OF BUILDING THE ROOF CONSTRUCTIONS.....</i>	156
Кривінський П.В., Портнов Г.Д. <i>ОПТИМІЗАЦІЯ ТРИПРОЛІТНОЇ НЕРОЗРІЗНОЇ ФЕРМИ РЕГУЛЮВАННЯМ ОПОР.....</i>	158
Добрик Я.О., Гасенко А.В., Гарькава О.В. <i>РЕЗУЛЬТАТИ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ ПОЛТАВСЬКОЇ ЗАГАЛЬНООСВІТНЬОЇ ШКОЛИ.....</i>	160
Пенц М.В., Карюк А.М. <i>МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ ВТРАТ ТЕПЛА ЧЕРЕЗ СТІНИ ЗА МЕТЕОРОЛОГІЧНИМИ ДАНИМИ.....</i>	163
Міщенко Р.Р., Міщенко А.Р., Стороженко Л.І. <i>СУЧАСНІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ ПОКРИТТЯ.....</i>	165
Яцишин В.О., Тихий А.А. <i>ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІНИ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОСНОВ ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ.....</i>	167
Копійка М.С., Тихий А.А. <i>ДОСЛІДЖЕННЯ РЕОЛОГІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ОСНОВ ПІД ДІЄЮ КРУГЛИХ ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ СИЛОСІВ.....</i>	170
Лагоднюк Д.С., Тихий А.А. <i>ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ.....</i>	178
В.В. Беженуца, Тихий А.А. <i>ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ БАГАТОШАРОВИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ.....</i>	183
Ротко Д.О., Тихий А.А. <i>ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ "БУДІВЛЯ – ОСНОВА" В УМОВАХ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ ТЕРИТОРІЙ.....</i>	187
Васильєв О.С., Тихий А.А. <i>ВРАХУВАННЯ ФІЗИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПРИ ДОСЛІДЖЕННІ ЗМІНИ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК.....</i>	192
Манія А., Гльченко В.В. <i>АНАЛІЗ МАТЕМАТИЧНИХ МОДЕЛЕЙ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ ДЛЯ РУХУ ВЕЛОСИПЕДІВ.....</i>	196
Швець О.М., Сідей В.М. <i>АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЇ ПОКРИТТЯ ПРОСТОРОВОЇ ОБОЛОНКИ З КОРОТКИХ МЕТАЛЕВИХ СТЕРЖНІВ.....</i>	198

КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ БАРАБАНА КУЛЬОВОГО МЛИНА

З.М. Гришук, магістрант гр. МБ(ДМ) 17 МЗ

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

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала у моделюванні напруженого стану барабана кульового млина для порівняння статичних напружень і деформацій, що діють на металоконструкцію барабана при використанні металевих і гумових футеровок робочих поверхонь.

Барабан млина розглядався як порожниста балка на двох опорах [1].

На балку діють сили: вага барабана вага футеровки металеві або гумові вага кульового завантаження вага зубчастого віденця радіальна сила від переміщення кульового завантаження номінальна колова сила в зубчастому зчепленні.

Навантаження від ваги барабана, ваги футеровки і ваги кульового завантаження вважаємо рівномірно розподіленою по довжині барабана [1].

Після визначення навантажень з метою оптимізації металоконструкції було виконано комп'ютерне моделювання барабана в середовищі САПР «Solid works 2013».

Розглядалось найбільш несприятливе сполучення навантажень, для якого сили ваги, сили від дії кульового завантаження й колова сила в зачепленні спрямовані в один бік.

Результати розрахунків барабана з металевією футеровкою наведено на рис.1, 2, 3, 4.

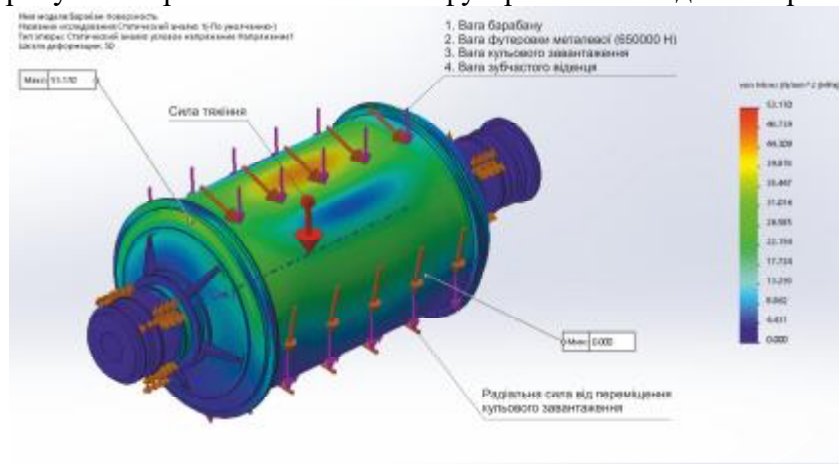


Рисунок 1 - Розрахункова схема та статичний аналіз барабана з металевією футеровкою

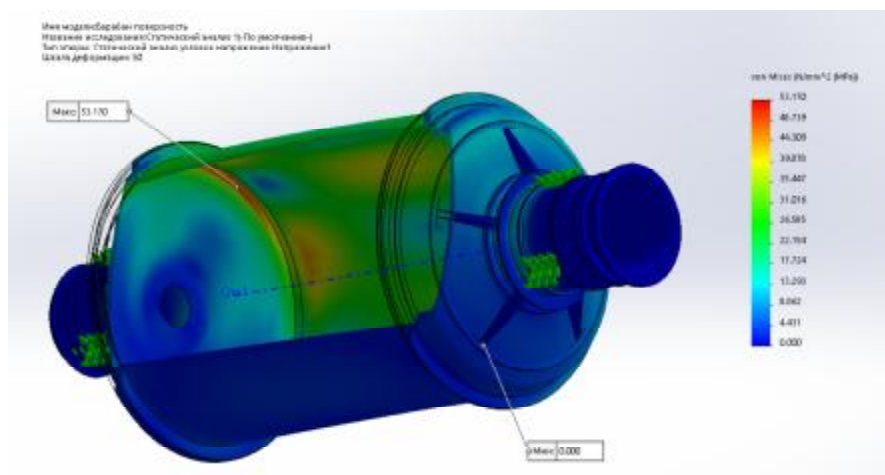


Рисунок 2 - Визначення напружень барабана з металевією футеровкою

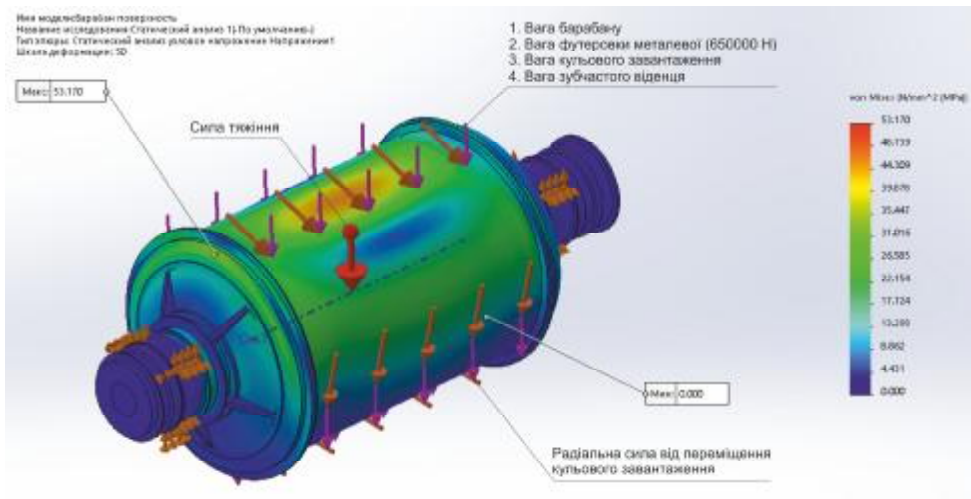


Рисунок 3 - Визначення деформацій барабана з металевіою футеровкою

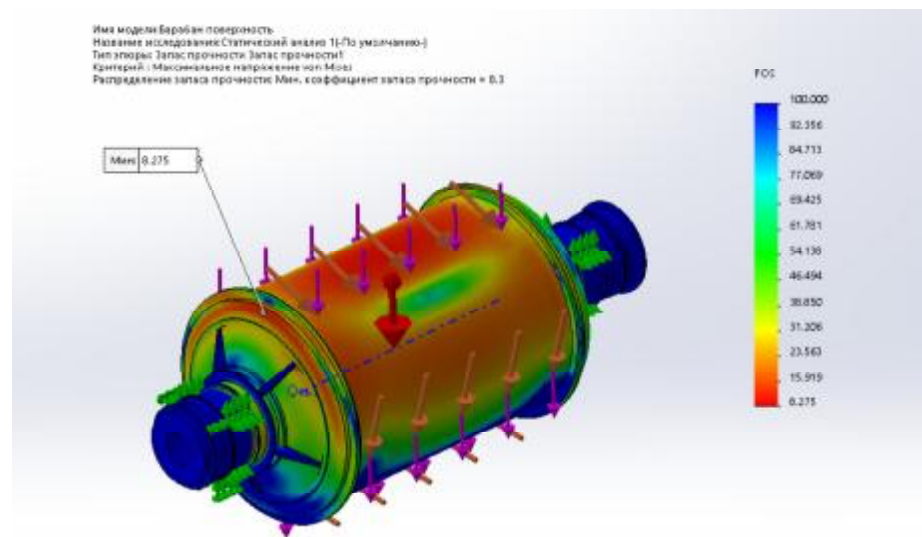


Рисунок 4 - Визначення коефіцієнту запасу міцності барабана з металевіою футеровкою

Результати розрахунків барабана з гумовіою футеровкою наведено на рис.5, 6, 7, 8.

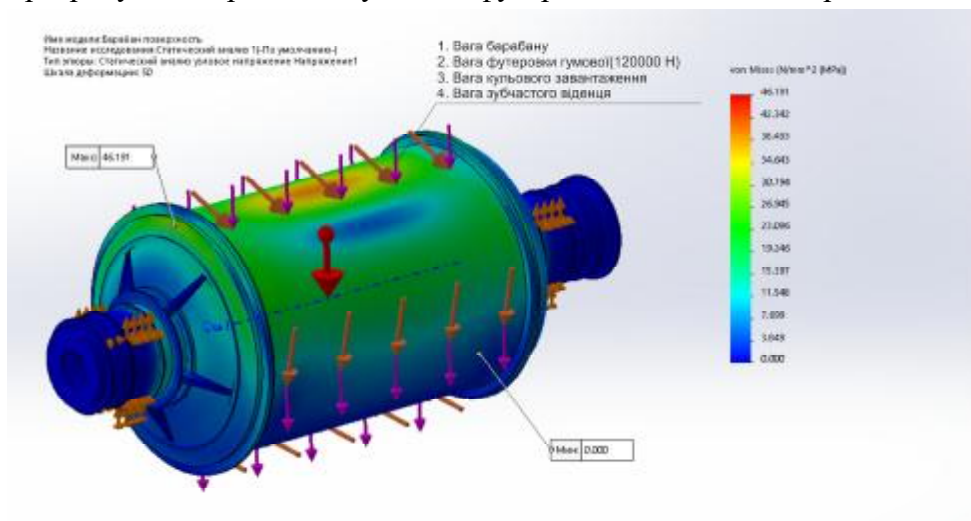


Рисунок 5 - Розрахункова схема та статичний аналіз барабана з гумовіою футеровкою

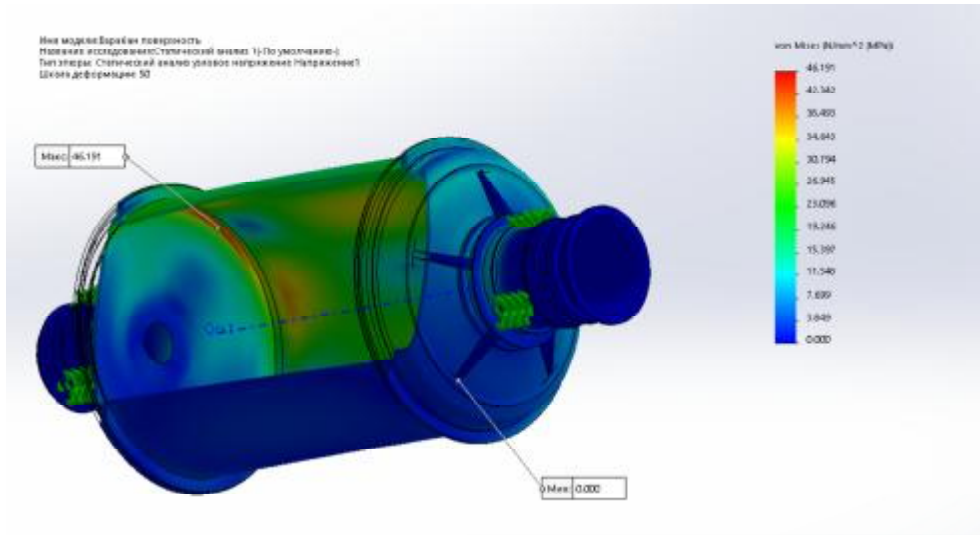


Рисунок 6 - Визначення напружень барабана з гумовою футеровкою

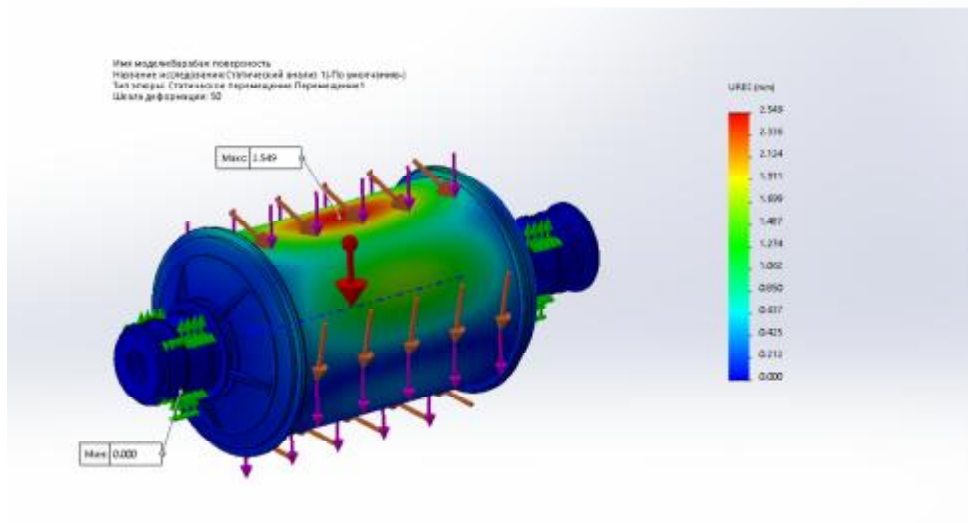


Рисунок 7 - Визначення деформацій барабана з гумовою футеровкою

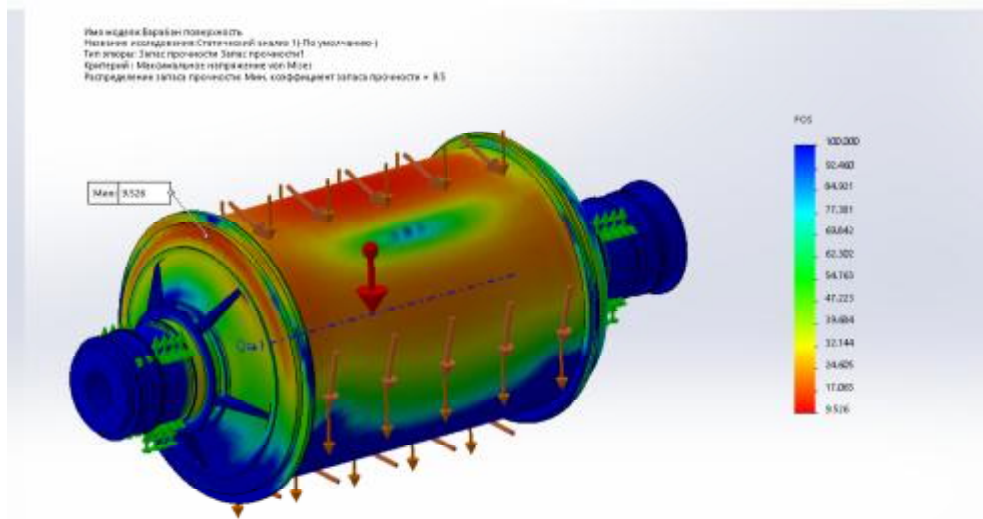


Рисунок 8 - Визначення коефіцієнту запасу міцності барабана з гумовою футеровкою

Аналіз розрахунків показує, що для барабана кульового млина, в якому в якості футеровки використані металеві плити (матеріал сталь 110Г13Л),

максимальні напруження дорівнюють $\sigma = 53,17 \text{ МПа}$, а коефіцієнт запасу міцності $n = 8,275$. Для барабана кульового млина, в якому в якості футеровки використані гумові плити, спроектовані за методикою [3] максимальні напруження дорівнюють $\sigma = 46,191 \text{ МПа}$, а коефіцієнт запасу міцності $n = 9,526$, при цьому $[\sigma]$ - межа міцності для сталі Ст.3 – матеріалу корпусу барабана складає 160 МПа .

Висновки:

умови міцності металевого корпусу барабана млина виконуються, при використанні спроектованої гумової футеровки статичні напруження на корпус барабана знижуються в 1,15 рази.

Список літератури

1. Барабани млини: основи конструювання, розрахунків та експлуатації / Настоящий В.А., Франчук В.П., Солових Є.К. –Кіровоград, КНТУ, 2008. –175 с.
2. Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с.
3. Рабочие поверхности и футеровки барабанных и вибрационных мельниц / Франчук В.П., Настоящий В.А., Маркелов А.Е., Чижик Е.Ф.- Кременьчуг-Комсомольск, 2008 – 382с.

ДО ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ ГЕОМЕТРИЧНИХ РОЗМІРІВ ГУМОВИХ ФУТЕРОВОК МЛИНІВ САМОПОДРІБНЕННЯ

Д.Ю. Садіков, магістрант гр. МБ(ДМ) 17 МЗ

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

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала у визначенні навантажень і деформацій, що виникають при взаємодії гумових футерувальних елементів млинів самоподрібнення з подрібнюючими тілами і вибір параметрів, які забезпечували б механічну міцність футеровки.

Для побудови фізичної моделі процесу взаємодії з метою спрощення прийємо наступні припущення [1]: удар подрібнюючого тіла масою m_1 і радіусом R по поверхні футерівки вважаємо прямим, тобто враховуємо тільки вертикальну складову швидкості падіння кусків руди і удар куска вважаємо центральним. Також використаємо загальноприйняті припущення у теорії подрібнення [2]- по перше, замінимо дійсні куски матеріалу самої різноманітної форми кулями, по друге, вважаємо властивості кам'яного матеріалу ізотропними.

Динамічна модель взаємодії подрібнюючого тіла з гумовою футерівкою наведена на рисунку 1.

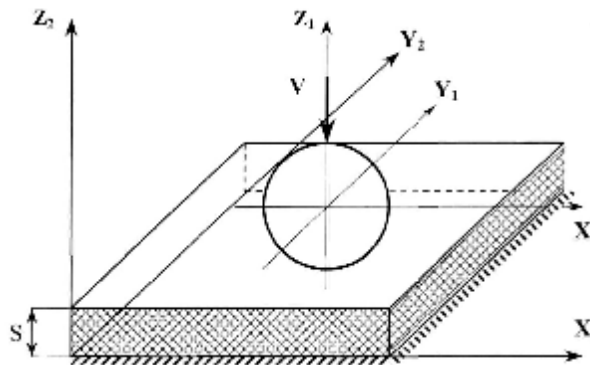


Рисунок 1 – Динамічна модель ударної взаємодії подрібнюючого тіла з гумовою футерувальною плитою

Складемо диференційне рівняння, що дозволить дослідити явище удару пружних тіл. Дією усіх сил, окрім сил взаємодії між тілами, знехтуємо.

Введемо дві системи координат, до яких прив'яжемо кулю і гумову плиту (рисунок 1).

Будемо лічити координати центрів ваги тіл Z_1 (для кулі) і Z_2 (для гумової плити) від стану, що відповідає моменту першого контакту, і поєднаємо початок відліку часу з цим моментом.

У такому випадку зближення центрів ваги тіл у процесі удару буде визначатися виразом:

$$Z = Z_1 - Z_2, \quad (1)$$

Диференційні рівняння руху обох тіл вздовж загальної нормалі запишуться у вигляді:

- рівняння руху куска матеріалу:

$$m_1 \frac{d^2 Z_1}{dt^2} = -P(t), \quad (2)$$

- рівняння руху футерувальної плити:

$$m_2 \frac{d^2 Z_2}{dt^2} = -P(t), \quad (3)$$

де m_1 і m_2 – маса куска матеріалу і футерувальної плити відповідно;

$P(t)$ – контактна сила.

Двічі диференціюючи рівняння (1), використаємо його для виключення координат Z_1 і Z_2 :

$$\frac{d^2Z}{dt^2} = \frac{d^2Z_1}{dt^2} - \frac{d^2Z_2}{dt^2}, \quad (4)$$

$$\frac{d^2Z_1}{dt^2} = \frac{Pt}{m_1}, \quad (5)$$

$$\frac{d^2Z_2}{dt^2} = \frac{Pt}{m_2}, \quad (6)$$

Підставляючи вирази (5) і (6) у рівняння (4), отримуємо наступну формулу:

$$\frac{d^2Z}{dt^2} = -\frac{P(t)}{m_1} - \frac{P(t)}{m_2}, \quad (7)$$

$$\frac{d^2Z}{dt^2} = -\left(\frac{(P(t) \cdot m_2 + P(t) \cdot m_1)}{m_1 \cdot m_2} \right), \quad (8)$$

$$\frac{d^2Z}{dt^2} = -P(t) \cdot \left(\frac{m_2 + m_1}{m_1 \cdot m_2} \right), \quad (9)$$

Тут $\left(\frac{m_2 + m_1}{m_1 \cdot m_2} \right) = M$ – приведена маса системи.

Оскільки футерувальна плита жорстко закріплена до поверхні барабану, то її можна розглядати як тіло, яке має нескінченно велику масу. Відповідно приведена маса тіл, що вдаряються, буде рівною масі падаючого куска:

$$\lim M = \lim_{m_2 \rightarrow \infty} \frac{m_1 \cdot m_2}{m_1 + m_2} = m_1, \quad (10)$$

Тоді вираз (9) можна записати у наступному вигляді:

$$\frac{d^2Z}{dt^2} = -\frac{P(t)}{m_1}, \quad (11)$$

Ліва частина отриманого рівняння являє собою прискорення зближення центрів інерції тіл, тому можна виразити його наступним чином:

$$\frac{d^2Z}{dt^2} = \frac{dV}{dt}, \quad (12)$$

Тоді:
$$\frac{dV}{dt} = -\frac{P(t)}{m_1}, \quad (13)$$

Даний вираз(13) перепишемо у наступному вигляді:

$$m_1 \cdot dV = -P(t) \cdot dt, \quad (14)$$

Інтегруємо отримане рівняння і беремо квадратуру правої частини в межах від t_0 до t , знаходимо:

$$m_1 \cdot V = -\int_{t_0}^t P(t)dt + C_1, \quad (15)$$

Вважаючи у цьому рівнянні $t=t_0$ і враховуючи початкові умови, $Z(t_0)=Z_0$ і $V(t_0)=V_0$, отримуємо:

$$C_1 = m_1 \cdot V_0, \quad (16)$$

і відповідно:

$$m_1 \cdot V = -\int_{t_0}^t P(t)dt + m_1 \cdot V_0, \quad (17)$$

$$m_1 \cdot V - m_1 \cdot V_0 = -\int_{t_0}^t P(t)dt, \quad (18)$$

$$-V_0 = -\frac{1}{m_1} \int_{t_0}^t P(t)dt, \quad (19)$$

Перепишемо вираз (19) у вигляді:

$$\frac{dZ}{dt} = V = V_0 - \frac{1}{m_1} \int_{t_0}^t P(t)dt, \quad (20)$$

і інтегруючи його в межах від t_0 до t , маємо:

$$Z = V_0 \cdot t - \frac{1}{m_1} \int_{t_0}^t \left[\int_{t_0}^t P(t)dt \right] dt + C_2, \quad (21)$$

Далі з початкових умов визначаємо значення C_2 :

$$C_2 = Z_0 - V_0 \cdot t_0, \quad (22)$$

Підставляючи це значення у вираз (21), отримуємо переміщення куса падаючого матеріалу масою m_1 :

$$Z = Z_0 + V_0(t - t_0) - \frac{1}{m_1} \int_{t_0}^t \left[\int_{t_0}^t P(t)dt \right] dt, \quad (23)$$

Оскільки нас цікавить переміщення куса безпосередньо від початку його контакту з футерувальною плитою, то значення $Z_0=0$, $t_0=0$ і вираз спрощується:

$$Z = V_0 \cdot t - \frac{1}{m_1} \int_{t_0}^t dt_1 \left[\int_{t_0}^{t_1} P(t_1)dt \right] dt, \quad (24)$$

Позначення t_1 введено для того, щоб вважати час величиною, яка у процесі інтегрування змінюється від нуля до t_1 . $P(t_1)$ – контактна сила.

З іншої сторони переміщення куса при зануренні у шар гуми складається з втискання куса в гумову плиту $\epsilon(t)$, яке спробуємо визначити за допомогою формули (24), запропонованої Герцом.

Для розв'язку поставленої задачі скористаємося [1]. Позначення величин, замінюємо позначеннями прийнятими у даній роботі:

$$P(t) = k \cdot e(t)^{\frac{3}{2}}, \quad (25)$$

Автор [3] для випадку, коли відбувається пружний удар двох тіл, пропонує користуватися [1, таблиця 7], у якій наведено значення параметрів удару у характерних випадках, що відповідають закону (25). Для даної роботи скористаємося випадком удару кулі радіусом R по масивній плоскій площині.

Тоді значення коефіцієнту k з [1, таблиця 7] визначається з виразу:

$$k = \frac{4}{3} p \cdot \sqrt{R} \cdot \frac{1}{d_1 + d_2}, \quad (26)$$

де у даній формулі:

R – радіус кулі, м;

δ – додаткове подовження; коефіцієнти 1 і 2 - відповідно для падаючої кулі і площини, визначається з виразів:

$$d_1 = \frac{1 - m_1^2}{p \cdot E_1}, \quad d_2 = \frac{1 - m_2^2}{p \cdot E_2}, \quad (27)$$

де m_1 – коефіцієнт Пуассона для матеріалу кулі;

m_2 – коефіцієнт Пуассона для матеріалу плити (футеровки);

E_1 – модуль пружності для матеріалу кулі, Па;

E_2 – модуль пружності для матеріалу плити (футеровки), Па;

Значення модуля пружності визначається за виразом[1] :

$$E = 2 \cdot G(1 + m), \quad (28)$$

тут G – модуль зсуву матеріалу, Па.

Оскільки нас цікавить переміщення куску матеріалу, вираз (25) перепишемо у вигляді:

$$e(t) = \left(\frac{P(t)}{k} \right)^{\frac{2}{3}}, \quad (29)$$

Або підставляючи вираз для коефіцієнту k у рівняння (29) отримаємо:

$$e(t) = \left[\frac{P(t) \cdot 3 \cdot \left(\frac{1 - m_1^2}{p \cdot E_1} + \frac{1 - m_2^2}{p \cdot E_2} \right)}{4 \cdot p \cdot \sqrt{R}} \right]^{\frac{2}{3}}, \quad (30)$$

Як бачимо рівняння (24) і (30) мають спільну ліву частину, тому їх праві частини можна теж приврівняти між собою.

Таким чином, вираз для переміщення центру тяжіння куску запишемо наступним чином:

$$V_0 \cdot t - \frac{1}{m} \int_{t_0}^t dt_1 \int_{t_0}^t P(t_1) dt_1 = \left[\frac{3}{4p} \frac{P(t_1)}{\sqrt{R}} \cdot \left(\frac{1 - m_1^2}{p \cdot E_1} + \frac{1 - m_2^2}{p \cdot E_2} \right) \right]^{\frac{2}{3}}, \quad (31)$$

Рівняння (31) вирішується рішається методом численного інтегрування [4].

Розрахунок по викладеній теорії є досить трудомістким, тому що, для отримання надійних результатів необхідно період коливання розбивати на велику кількість інтервалів. Тому доцільно скористатися електронною обчислювальною технікою. За допомогою мови програмування Turbo Pascal була складена комп’ютерна програма.

Розрахунок по програмі виконувався для наступних вихідних даних.

У якості матеріалу футерівки прийнята гума марки 2529 з наступними фізико-механічними характеристиками [2] (таблиця 1): $G_P=2,1$ мПа; $\nu_P = 0,5$; $\rho=1500$ кг/м³. $G_M=16000$ мПа, $\nu_M = 0,2$, $\rho=2500$ кг/м³.

- Умови проведення процесу подрібнення відповідають умовам млина самоподрібнення ММС-70-23 [2], при завантаженні кусків матеріалу з максимальним розміром 450 мм. $R = 0,225$ м.

- Швидкість падіння кусків матеріалу у момент дотику до футерівки, визначено з дослідження механіки молоткового середовища $V_0 = 10,54$ м/с.

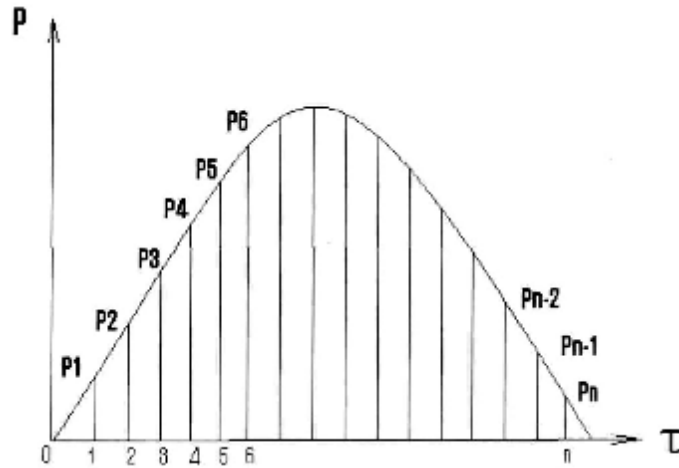


Рисунок 2 – Залежність між контактною силою і часом удару

Таблиця 1 – Характеристики матеріалів, що співударяються

Показник	Значення
Гума 2529	
Міцність при розтягуванні, f_p , МПа	15-35
Відносне подовження при розриві, ϵ_p , %	500-800
Опір на роздирання, В, кН/м	35-170
Твердість по Шору, Н, од.	30-100
Еластичність по укусу, %:	
- при температурі 20°	40-60
- при температурі 100°	45-70
Щільність, ρ , кг/м	1500
Модуль зсуву, G_p , МПа	2,1
Коефіцієнт Пуассона, ν_p	0,5
Матеріал (граніт)	
Щільність, ρ , кг/м	2400-2700
Пористість, %	1-5
Модуль зсуву, G_m , МПа	16000
Коефіцієнт Пуассона, ν_m	0,2
Середній показник абразивності по Бонду, г/см ³	2,72
Межа міцності при:	
- стисканні, МПа;	247,6
- стиранні, МПа;	0,015
- ударі, МНм/м ³	6,57

Після виконання розрахунків по складеній програмі визначаємо [2], що для того, щоб футерувальна плита витримувала задані ударні навантаження без руйнування, її товщина повинна бути більше 0,124 м. А враховуючи також товщину гуми на гідро-абразивне зношування загальна товщина гумової футерувальної плити буде дорівнювати 0,16 м, що відповідає дійсності [2].

На рисунку 2 наведено графічне вирішення рівняння (31) взаємодії куска матеріалу з гумовою плитою.

Очікуваний строк служби розрахованої гумової плити можна визначити за [2]:

$$q = \frac{2 \cdot 10^9 \cdot S_{zn}}{60 \cdot p \cdot D_M \cdot n \cdot d}, \quad (32)$$

де S_{zn} – запас гумової футерувальної плити на зношення; $S_{zn} = 0,0364$ м.

Підставляючи значення у вираз, знаходимо:

$$q = \frac{2 \cdot 10^9 \cdot 0,0364}{60 \cdot 3,14 \cdot 7 \cdot 13 \cdot 0,7} = 6058 \text{ годин} .$$

Для порівняння, строк служби металевих плит складає 2000 годин [2]. Отже використання гумової футерівки у млині самоподрібнення дозволить зменшити експлуатаційні витрати на змінну оснастку.

Список літератури

1. Александров Е. В., Соколинский В. Б. Прикладная теория и расчеты ударных систем. – М.: Наука, 1969. – 198 с.
2. Рабочие поверхности и футеровки барабанных и вибрационных мельниц / В.П. Франчук, В.А. Настоящий, А.Е. Маркелов, Е.Ф. Чижик—Кременьчук-Комсомольск; Елвіта, 2008 – 382 с.
3. Кильчевский Н. А. Динамическое контактное сжатие твердых тел. Удар. – Киев: Наукова думка, 1976. – 320 с.
4. Филиппов А. П. Колебания деформируемых систем. – М.: Машиностроение, 1970. – 730 с.

УДК 622.235.

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ЗВАРЕНОЇ НИТКИ ТРУБ МАГІСТРАЛЬНОГО ТРУБОПРОВОДУ ПРИ ТРАНСПОРТУВАННІ

І.В. Гнатко, магістрант гр. БП 17 МЗ

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

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала в використанні прикладних комп'ютерних програм для розрахунку міцності звареної нитки труб магістрального підводного трубопроводу (дюкера) при транспортуванні до місця укладання .

Розглядався випадок транспортування дюкера, звареного із труб діаметром 720 мм чотирма трубоукладачами (рис.1)



Рисунок 1 - Трубоукладач "Komatsu" D-355

Дюкер, перевезений трубоукладачами представляє собою нерозрізну трьохпролітну балку з консолями, навантажену тільки розподіленим навантаженням (своєю вагою) (рис.2).

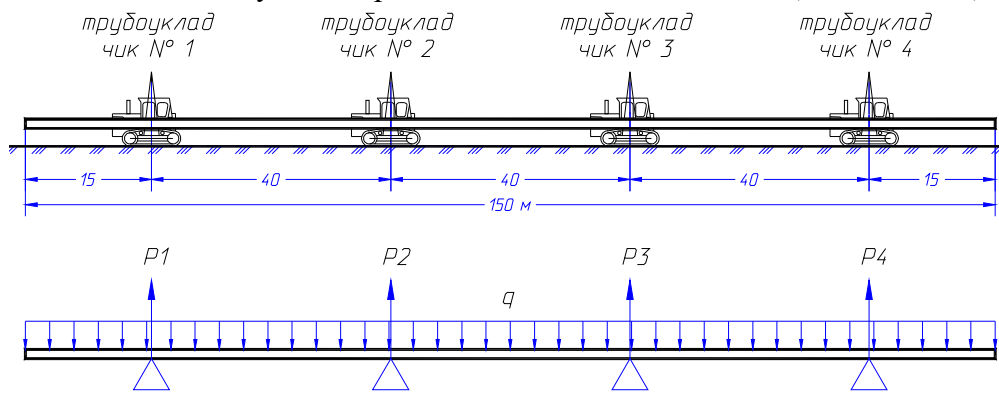


Рисунок. 2 – Розрахункова схема дюкера

Розрахунок виконується відповідно до правил механіки, визначається найбільший згинальний момент і перевіряється міцність труби по формулі:

$$R_2^H < \frac{M_{\max}}{W}$$

де M_{\max} - максимальний згинальний момент;

W - момент опору перетину труби.

Для виконання розрахунків використана прикладна комп'ютерна програма «CPIN»

Вихідні дані для програми:

$D = 0,72$ м - діаметр трубопроводу;

$\delta = 0,016 \text{ м}$ - товщина стінки;

$D_{\text{вн}} = 0,688 \text{ м}$ - внутрішній діаметр;

$W = 0,00609284 \text{ м}^3$ - момент опору перетину труби;

$R_2^H = 236,7 \text{ МПа}$;

$L = 150 \text{ м}$ – довжина дюкера;

$l_k = 15 \text{ м}$ – довжина консолі;

$n = 3$ – кількість прольотів;

$l_n = 40 \text{ м}$ – довжина прольоту;

$Q = 3 \text{ кН}\cdot\text{м}$ – розподілене навантаження.

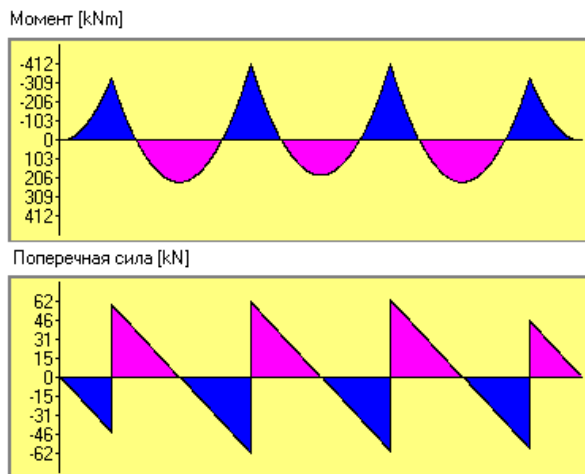


Рисунок 3. – Епюри моментів і поперечних сил

Результати розрахунків по програмі «СРІН» наведено в табл.1.

Таблиця 1 – Результати розрахунку

	х, м	min M, кН·м	max M, кН·м	min Q, кН	max Q, кН
Консоль ліворуч	0	0	0	0	0
	15	-377,5	-377,5	-45	-45
Консоль праворуч	0	-377,5	-377,5	45	45
	15	0	0	0	0
Проліт 1	0	-377,5	-377,5	58,1	58,1
	19,35	225,6	225,6	0,1	0,1
	40	-412,5	-412,5	-61,9	-61,9
Проліт 2	0	-412,5	-412,5	60	60
	20,03	187,5	187,5	-0,1	-0,1
	40	-412,5	-412,5	-60	-60
Проліт 3	0	-412,5	-412,5	61,9	61,9
	20,63	225,6	225,6	0	0
	40	-337,5	-337,5	-58,1	-58,1
Опора А				103,1	103,1
Опора В				121,9	121,9
Опора С				121,9	121,9
Опора D				103,1	103,1

Максимальний момент складає 412, 5 кН·м.

За формулою $R_2 < \frac{M_{\max}}{W}$:

$$\frac{412,5 \cdot 10^3}{0,00609284} < 236,7 \cdot 10^6$$

тобто умова міцності дотримана.

Максимальне навантаження на трубоукладач складає 121,9 кН.

Список літератури

1. Бородавкін П.П., Березин В.Л. «Сооружение магистральных трубопроводов. М, Недра, 1977 - 471 с.
2. Бабин Л. А., Быков Л.И., Волохов В.Я. «Типовые расчеты по сооружению трубопроводов» М, Недра, 1979 – 176 с.

УДК: 621.926.001.66

ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ КОМП'ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ЕКСЦЕНТРИКОВОГО ВАЛУ ШОКОВОЇ ДРОБАРКИ

С.І. Кайгородов, магістрант гр. МБ(ДМ)17М

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

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала в використанні САПР «Solid works 2013» для зниження напруженого стану ексцентриквого валу шоккової дробарки ЩДС 6х9.

Після визначення навантажень, що діють на ексцентриквий вал, розрахункова схема якого наведена на рис.1, був виконаний попередній розрахунок валу [1]. В табл. 1 наведені розраховані коефіцієнти запасів міцності для перерізів, представлених на рис.1., аналіз яких показує, що по абсолютній величині запаси міцності при змінних навантаженнях недостатні

Таблиця 1 - Порівняння коефіцієнтів запасів міцності h

Переріз	Значення h
1	1,63
2	1,55
3	1,29

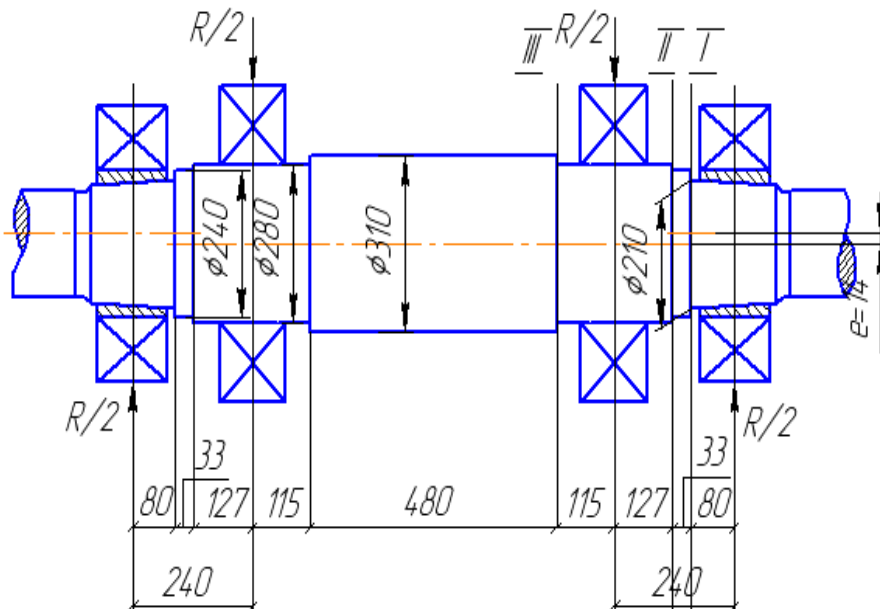


Рисунок 1 - Розрахункова схема валу

З метою уточнення розрахунків та оптимізації напруженого стану ексцентрикового валу дробарки ЩДС6×9 було виконано комп’ютерне моделювання валу в середовищі САПР «Solid works 2013» [2].

На рис.2. наведена розрхункова схема ексцентрикового валу в середовищі САПР «Solid works 2013».

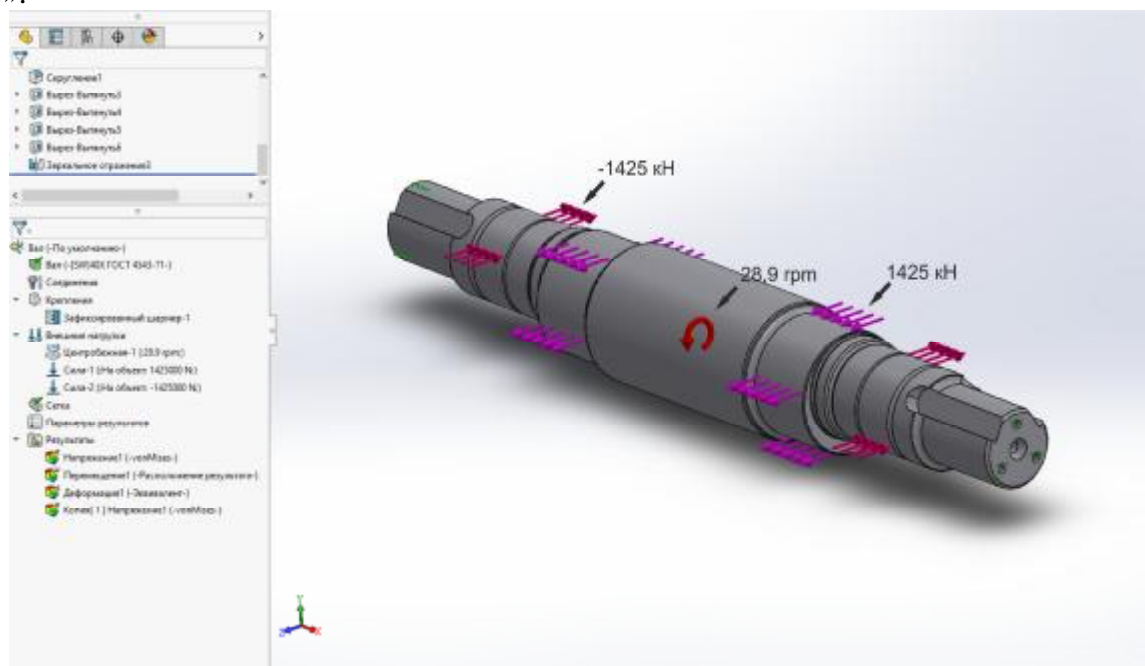


Рисунок 2 - Розрхункова схема ексцентрикового валу в середовищі САПР «Solid works 2013»

На рис.3. наведено статичний аналіз поверхневого напруження, а на рис.4.- статичний аналіз вузлового напруження.

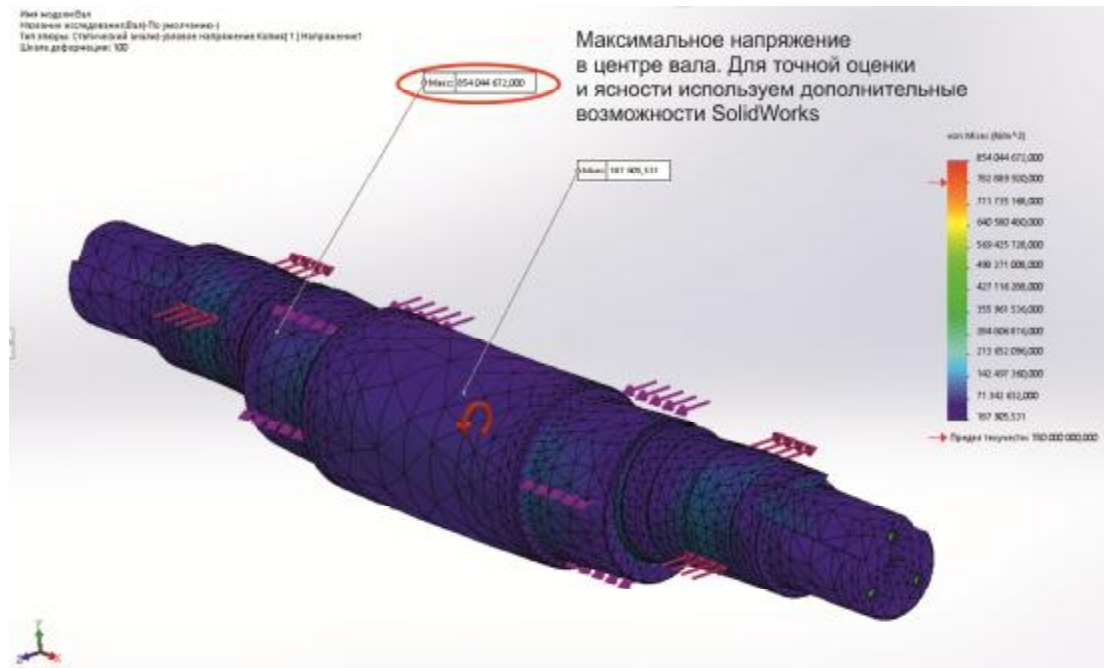


Рисунок 3 - Статичний аналіз поверхневого напруження

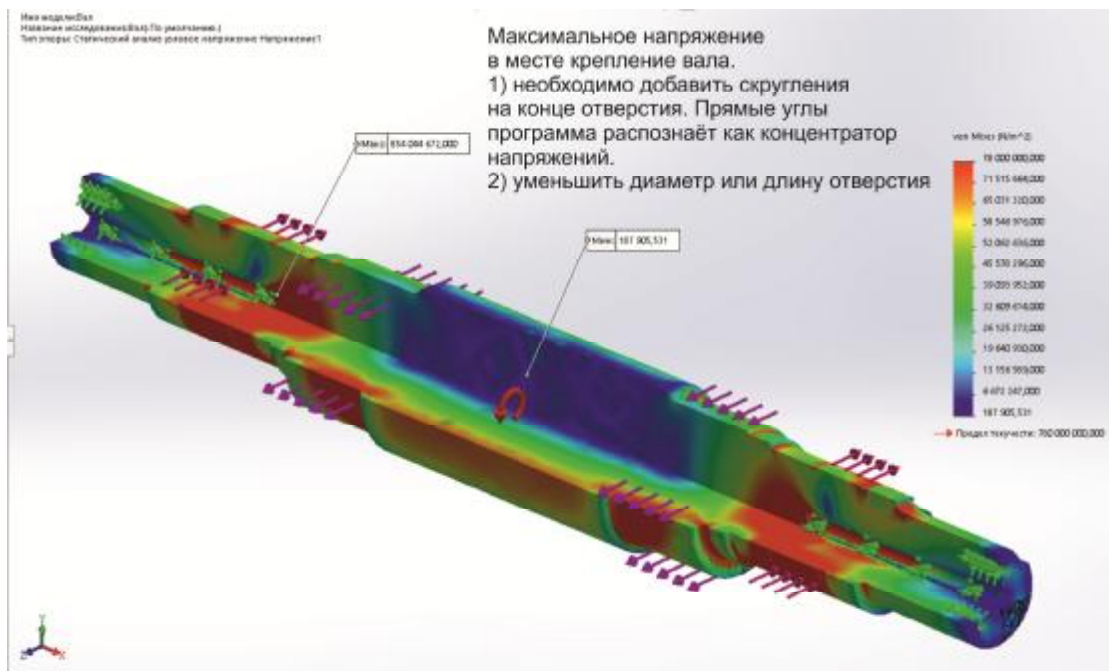


Рисунок 4 - Статичний аналіз вузлового напруження

Аналіз результатів показує, що найбільше напруження має місце в точці перетину вертикального і горизонтального отворів для подачі мастила.

Після виконання рекомендацій програми і закруглення кутів максимальне напруження в отворі для подачі змащення залишилось вище норми. Для підбору оптимальних варіацій використовуємо уліту «Дослідження проектування». В ній задаємо дві змінних: довжина і діаметр отвору.

Далі задаємо мінімальні і максимальні значення для змінних:

задаємо крок дослідження;

задаємо мету (в нашому випадку метою являється мінімізація напружень);

задаємо граничне напруження (680МПа).

Після запуску програма підбирає оптимальні для нас значення змінних для мінімізації напружень.

Результати досліджень (рис.5.) визначають оптимальні значення змінних (сценарій 31), а саме довжина отвору 200 мм, діаметр отвору 27 мм, що забезпечує рівень напружень 631,5 МПа.

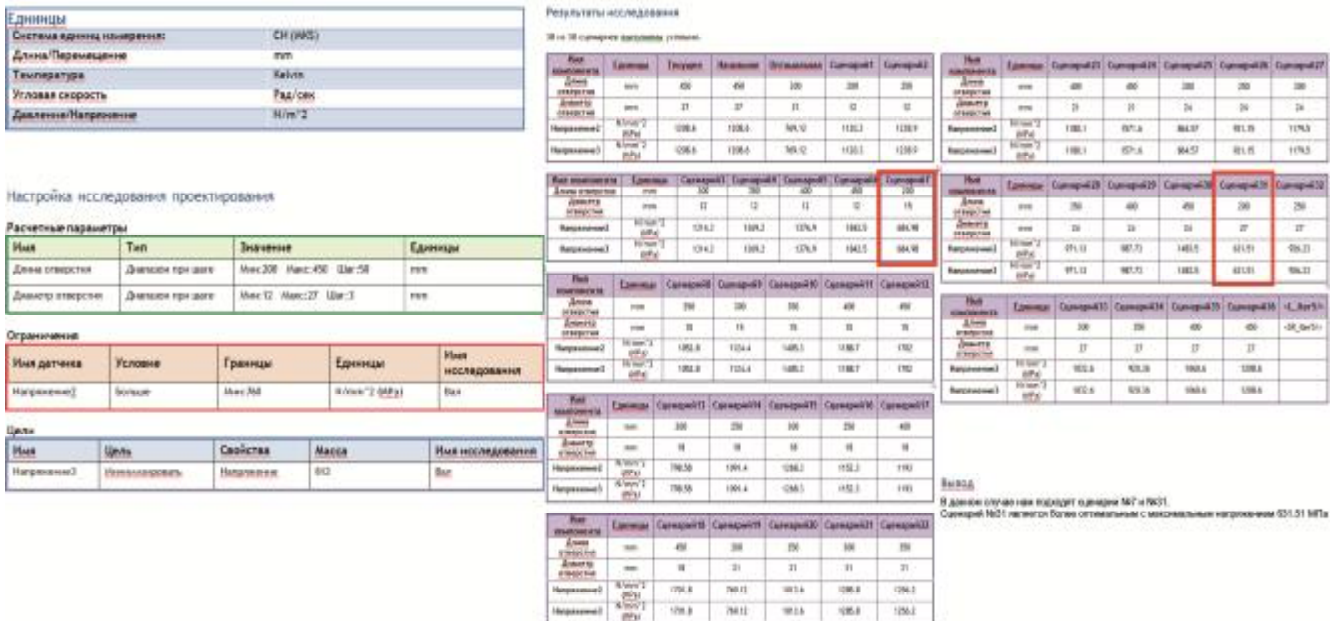


Рисунок 5 - Результаты підбору оптимальних значення змінних для мінімізації напружень

На рис.6. наведено аналіз вузлового напруження після підбору оптимальних значення змінних, який доводить, що значення напруження 631,5 МПа являється максимальним для всіх ділянок валу. На рис.7. наведена епюра запасу міцності після підбору оптимальних значення змінних, при цьому коефіцієнт запасу міцності в небезпечному перерізі складає 1,533.

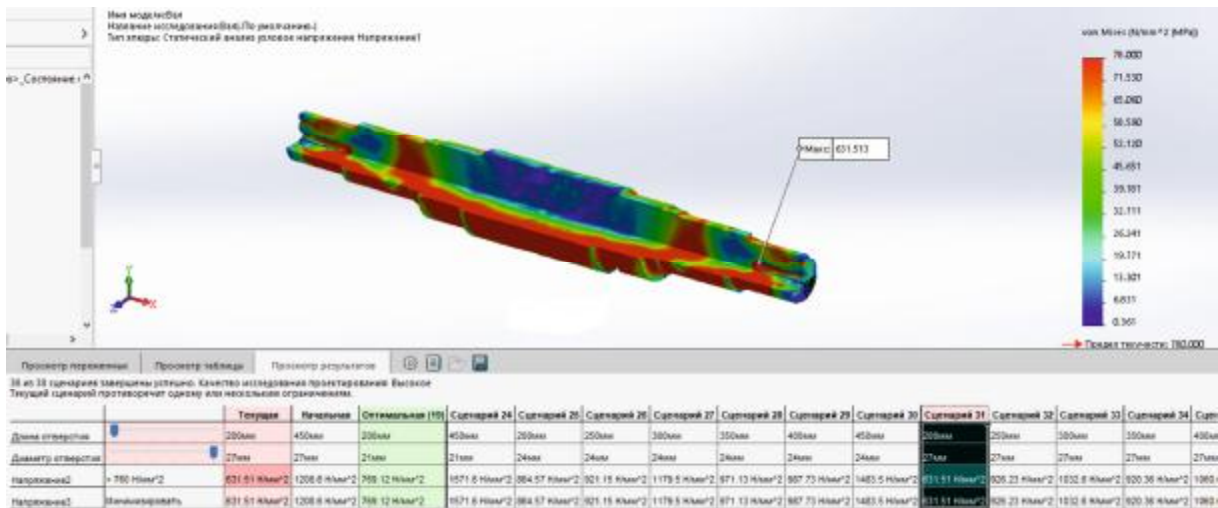


Рисунок 6 - Статичний аналіз вузлового напруження після підбору оптимальних значення змінних

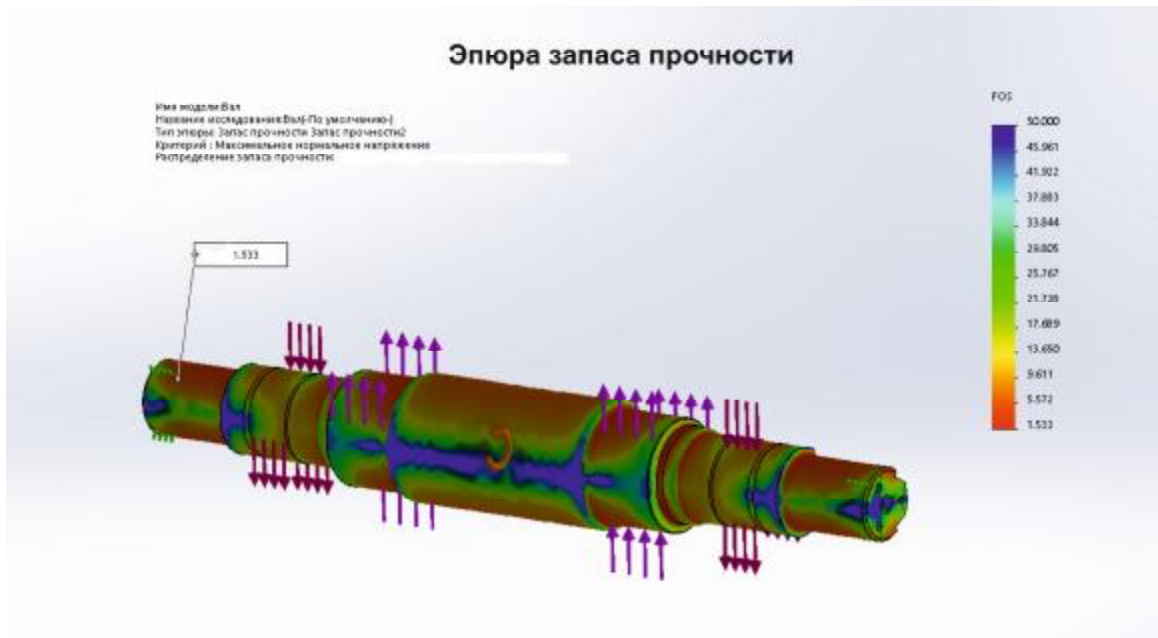


Рисунок 7 - Епюра запасу міцності після підбору оптимальних значення змінних

На рис.8. наведена епюра деформацій валу, згідно якої максимальне переміщення має значення 1,572 мм.

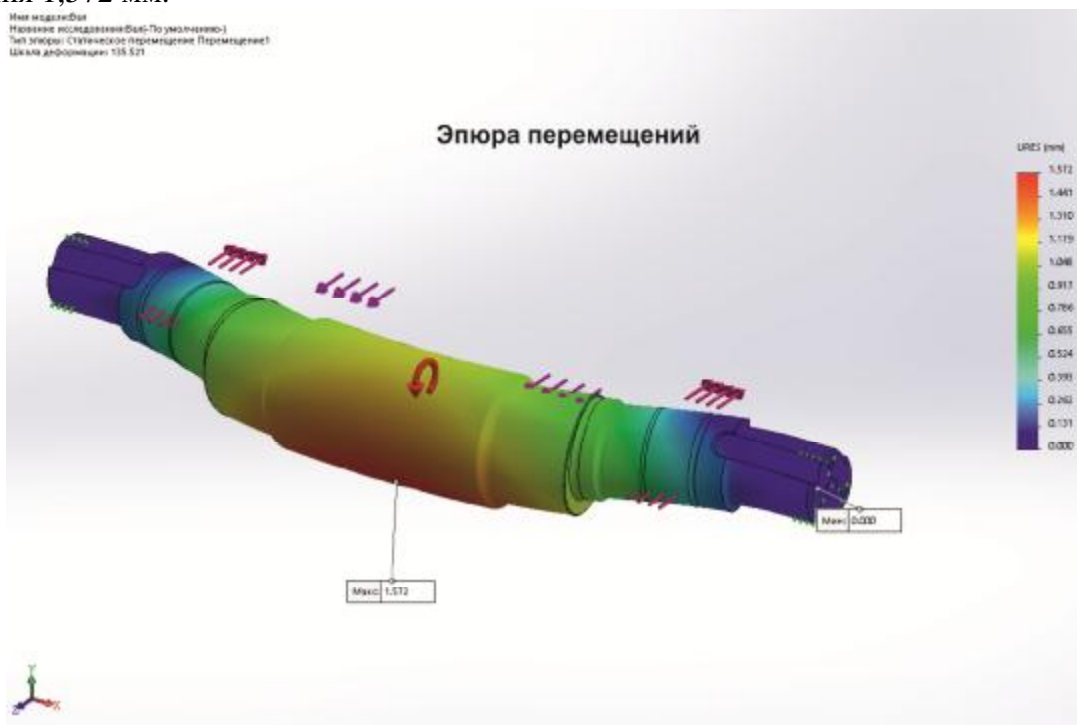


Рисунок 8 - Епюра деформацій валу

Допустима величина прогину $[\delta]$ визначається за [3]

$$[\delta] = (1/500 \dots 1/700) L$$

де L —довжина валу.

Для валу, що досліджується

$$[\delta] = (1/500 \dots 1/700) \cdot 2130 = 4,26 \dots 3,04 \text{ мм}$$

Таким чином прогин валу при номінальних навантаженнях знаходиться в межах допустимих значень.

Висновки: Комп'ютерне моделювання ексцентрикового валу дробарки дозволило встановити місця найбільшої концентрації напружень, одним з яких являється місце перетину горизонтального і вертикального отвору для подачі мастила. Використання уліти «Дослідження

проектування» дозволило визначити оптимальні значення, а саме довжина отвору 200 мм, діаметр отвору 27 мм, що забезпечує рівень напружень 631,5 Мпа.

Недостатнім являються коефіцієнт запасу міцності в перерізі III – III в місці посадки головних підшипників (рис.1), збільшення запасу міцності може бути досягнуто технологічними засобами.

Список літератури

1. Клушанцев Б.В., Косарев А.И., Муйземнек Ю.А. Дробилки. Конструкция, расчет, особенности эксплуатации. - М.: Машиностроение, 1990. - 320 с.
2. Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с.
3. Биргер И.А. Расчет на прочность деталей машин. Справочник. М.: Машиностроение, 1979 - 321 с.

УДК. 621.876+692.66(083).

ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ КОМП'ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ПІДЙОМНИКА

Е.Р. Резакова, магістрант гр. МБ(ДМ)17М

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

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала в використанні САПР «Solid works 2013» для дослідження напружено-деформаційного стану та обґрунтованого визначення параметрів металевої конструкції щогли будівельного підйомника для малоповерхового будівництва, які забезпечують роботоздатність при мінімальних габаритах і надають можливість транспортування підйомника звичайним автотранспортом.

Після збору навантажень та визначення перерізів поясу щогли (рис.1) з метою уточнення розрахунків визначення роботоздатності металоконструкції було виконано комп'ютерне моделювання колони в середовищі САПР «Solid works 2013».

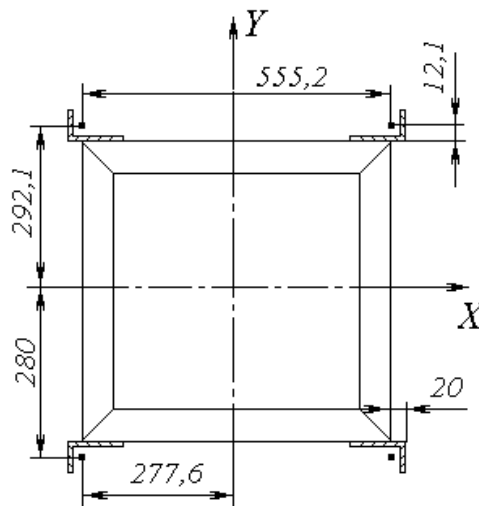


Рисунок 1 - Переріз поясу щогли

На рис. 2. наведено результати моделювання напруженого стану елементів щогли з метою визначення напружень.

Аналіз результатів показує, що найбільші напруження мають місце у нижньому перерізі першої секції щогли (у місці кріплення щогли до опорної рами) щогли і складають 182, 1 МПа, при границі текучості матеріалу

225 МПа, тобто умови міцності виконуються, але добавляти додаткові секції на висоту більше 10м не видається можливим.

На рис. 3. наведено результати моделювання напруженого стану елементів щогли з метою визначення запасу міцності.

Аналіз результатів показує, що найменше значення коефіцієнта запасу міцності мають місце у нижньому перерізі першої секції щогли (у місці кріплення щогли до опорної рами) щогли і складають $k=1,236$, при допустимих значеннях $k=1,2$ і таким чином умови міцності виконуються.

На рис.4. наведено результати моделювання деформаційного стану щогли з метою визначення переміщень.

Аналіз результатів показує, що найбільші переміщення мають місце у верхньому перерізі останньої секції щогли і складають 16,78 мм. Допустимі переміщення для сталевих щогл складають $1/100 \dots 1/200$ висоти щогли [1],

тобто для щогли висотою 10 м допустимеі переміщення складає 50...100 мм. Таким чином деформації щогли знаходяться в межах допустимих.

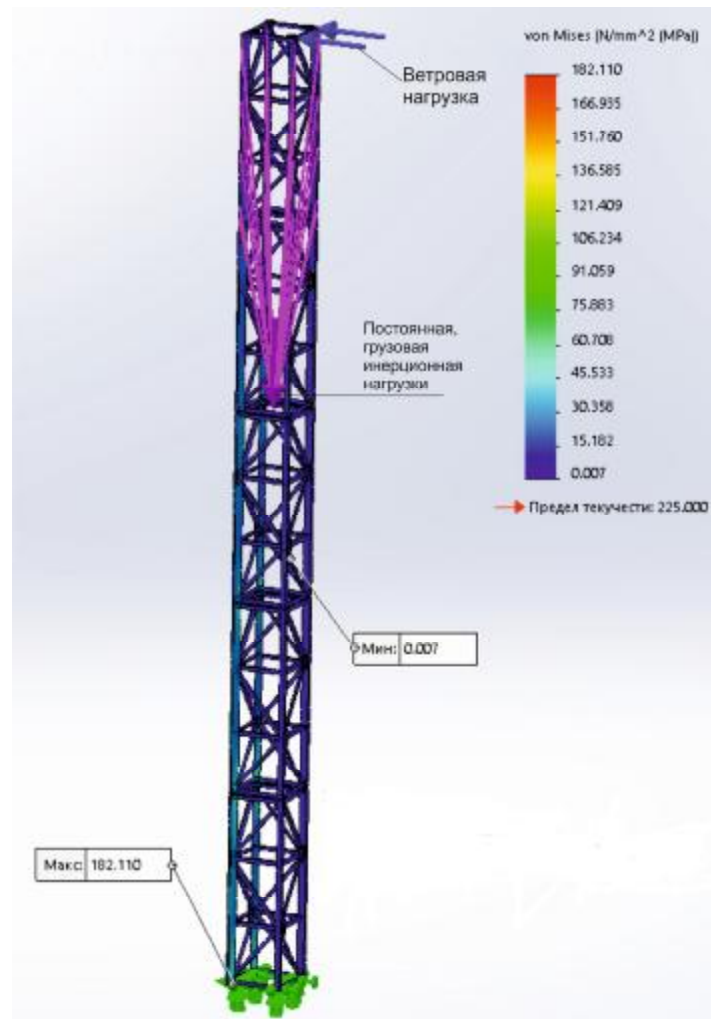


Рисунок 2 - Результаты моделирования напряженного stanu элементов щоглы з метою визначення напружень

На рис.5 наведено результати моделювання напружено-деформаційного стану елементів щоглы з метою визначення границь втоми та терміну служби конструкції: а) розрахункова схема; б) визначення проценту пошкоджень металоконструкції через 1000 циклів навантажень; в) визначення мінімального терміну служби металоконструкції

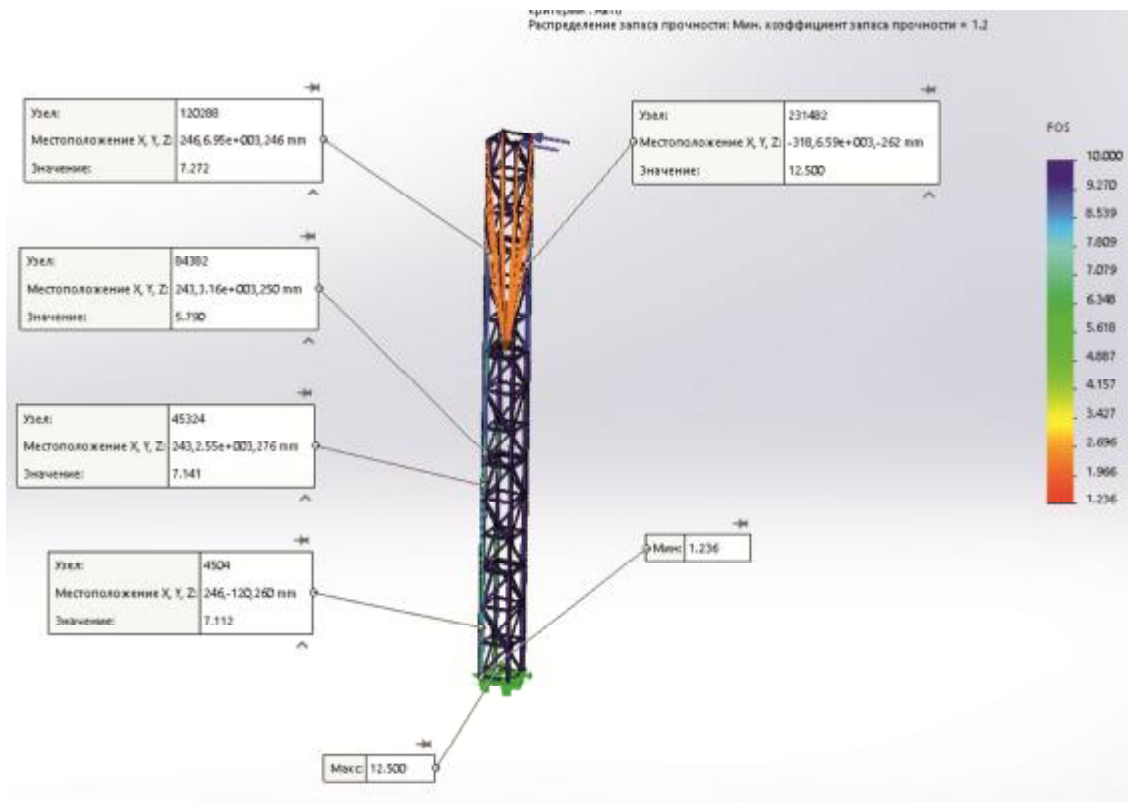


Рисунок 3 - Результати моделювання напруженого стану елементів щогли з метою визначення запасу міцності

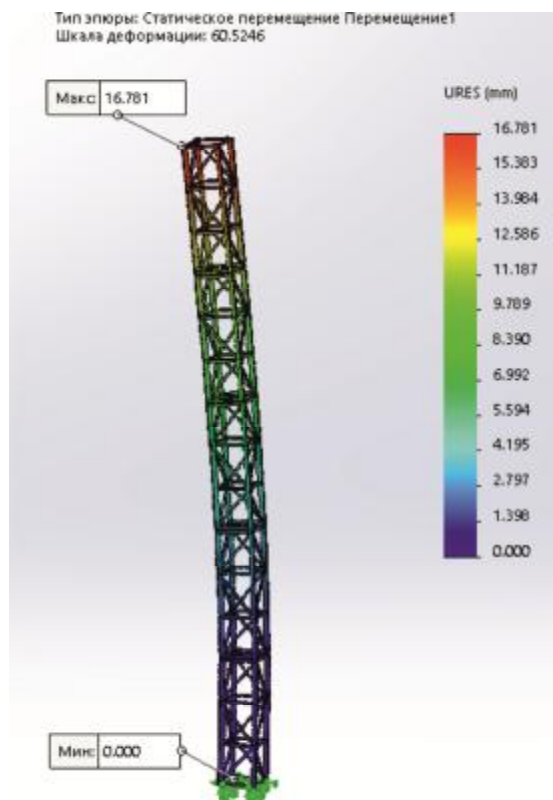


Рисунок 4 - Результати моделювання деформаційного стану елементів щогли з метою визначення переміщень

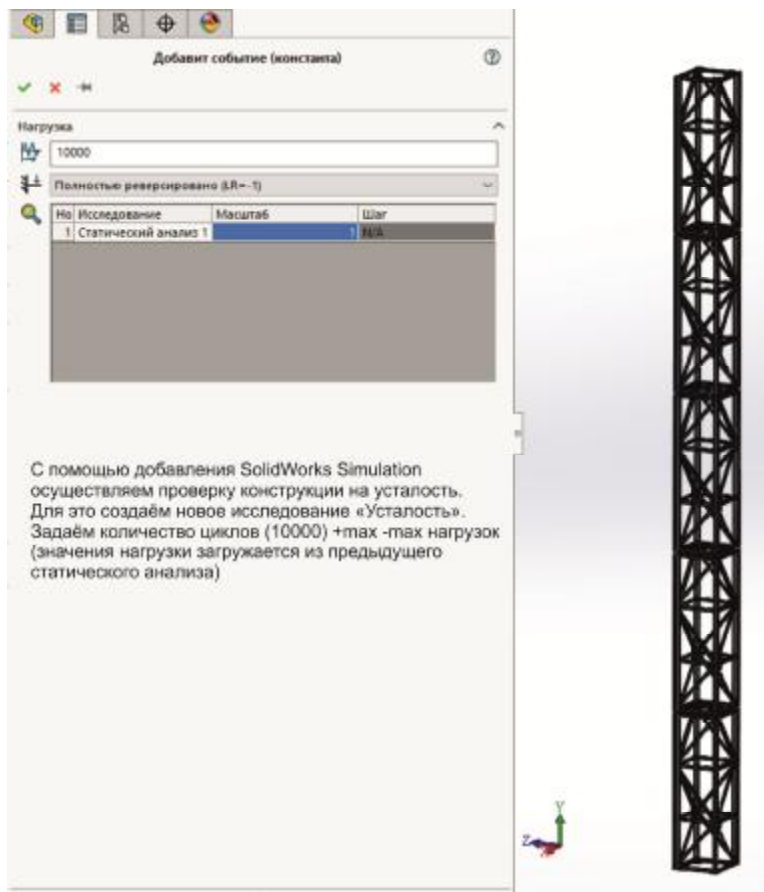


Рис. 5 а

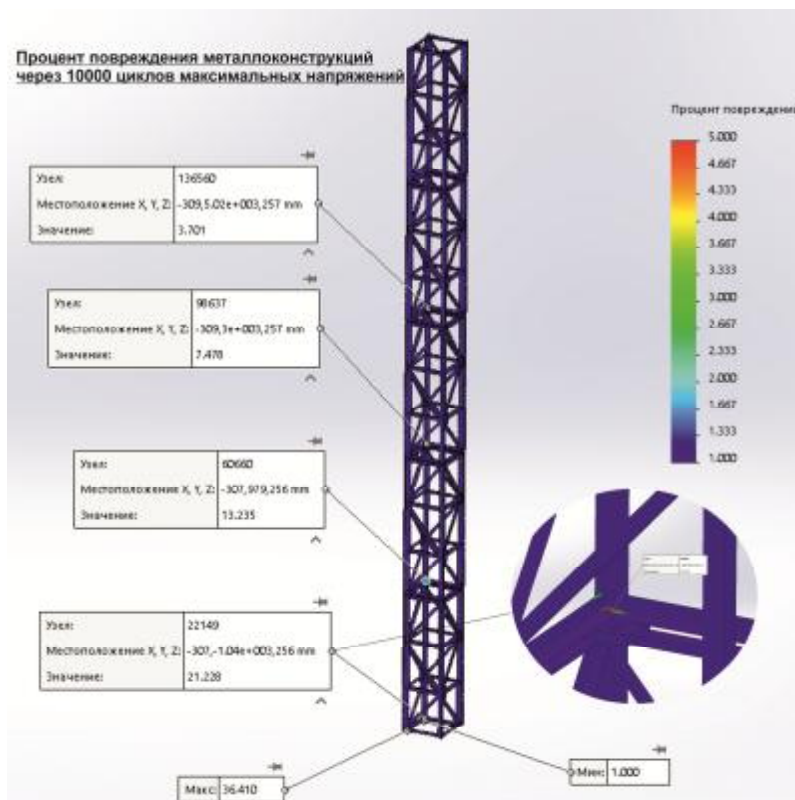


Рис.5 б

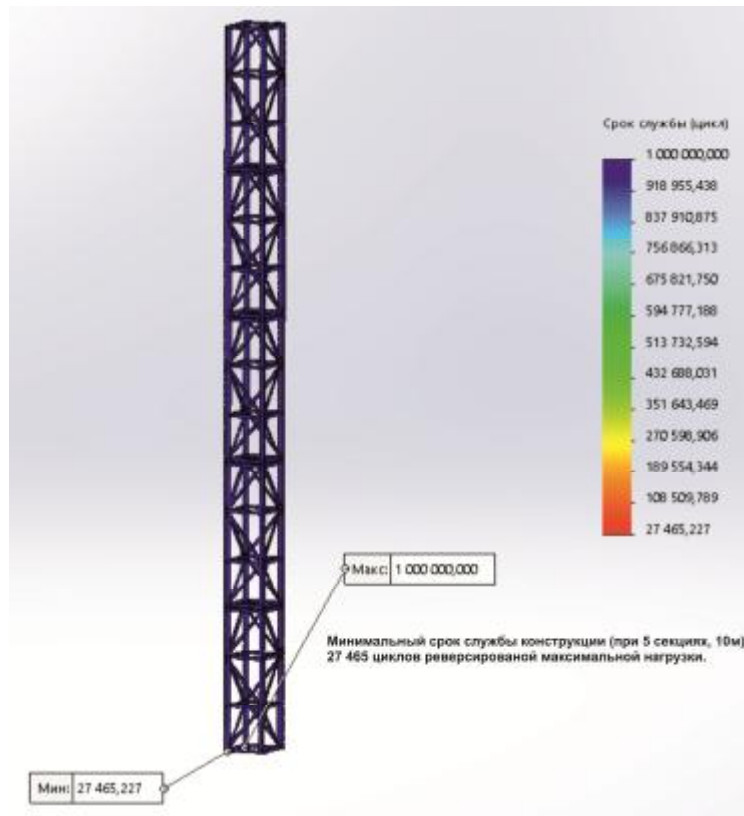


Рис. 5 в

Рисунок 5 - Результати моделювання напружено-деформаційного стану елементів щогли з метою визначення границь втоми та терміну служби конструкції:

- а) розрахункова схема; б) визначення проценту пошкоджень металоконструкції через 1000 циклів навантажень; в) визначення мінімального терміну служби металоконструкції.

Аналіз результатів показує, що найбільший процент пошкоджень металоконструкції через 1000 циклів навантажень має місце у нижньому перерізі першої секції щогли (у місці кріплення щогли до опорної рами) щогли і складає 36,4 %. Мінімальний термін служби металоконструкції також має місце у нижньому перерізі першої секції щогли (у місці кріплення щогли до опорної рами) щогли і складає 27465 циклів максимального навантаження.

Висновки:

В результаті виконаних досліджень отримано значення перерізів металевої конструкції щогли будівельного підйомника вантажопідйомністю 3,2 кН, які забезпечують мінімальні габарити та масу щогли при виконанні умов міцності (рівень напружень найбільш навантаженої ділянки складає 182 МПа, мінімальне значення коефіцієнта запасу міцності дорівнює 1,236, також деформації щогли знаходяться у межах допустимих.

Визначено мінімальний термін служби металоконструкції щогли, який складає 27465 циклів максимального навантаження.

Виконані дослідження є підставою для проектування малогабаритного мобільного щоглового будівельного підйомника вантажопідйомністю 3,2 кН і висотою підйому 9 м, використання якого дозволить досягти підвищення продуктивності праці, а також економії коштів та матеріалів при зведенні малоповерхових будівель.

Список літератури

1. 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.
2. Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с

ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВОЇ БАЛКОВОЇ КЛІТКИ АВТОМІЙКИ В ПОЛТАВСЬКІЙ ОБЛАСТІ

М.М. Париська, магістрант гр. БП 17 М

С.О.Джирма, канд.техн. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала в використанні САПР «Solid works 2013» для комп’ютерного моделювання напружено-деформаційного стану та обґрунтованого визначення оптимальних параметрів елементів металевої балкової клітки автомийки. В якості об’єктів дослідження розглядалися балки настилу, головні балки та стійки.

Розглянемо результати комп’ютерного моделювання стійки.

Після визначення навантажень на стійки, отриманих в результаті комп’ютерного моделювання напружено-деформаційного стану балок настилу, та головних балок було виконано попередній розрахунок стійки та кронштейну кріплення балки, конструкція якого наведена на рис.1.

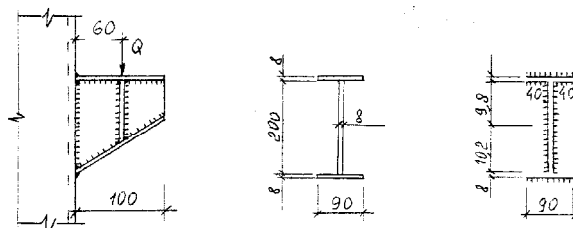


Рисунок 1 - Кронштейн кріплення балки

З метою уточнення розрахунків та оптимізації металоконструкції стійки було виконано комп’ютерне моделювання стійки в середовищі САПР «Solid works 2013», результати якого наведено на рис.2., рис.3.

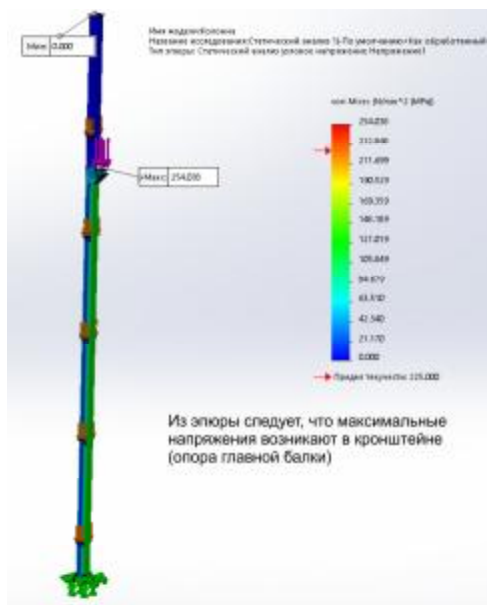


Рисунок 2 - Результати комп’ютерного моделювання стійки в середовищі САПР «Solid works 2013»

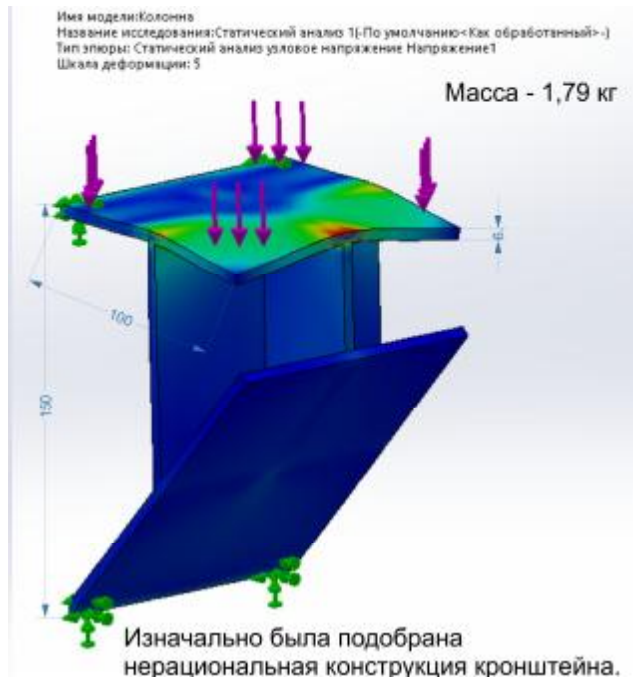


Рисунок 3 - Результаты комп'ютерного моделювання кронштейна стійкі

Як показує аналіз результатів комп'ютерного моделювання максимальні напруження в стійці виникають в місці кріплення кронштейна, через прийняту недосконалу конструкцію кронштейна.

Тому використовуємо можливості САПР «Solid works 2013» для оптимізації конструкції кронштейна. Для підбору оптимальних варіацій задаємо бажані характеристики кронштейна (рис.4)

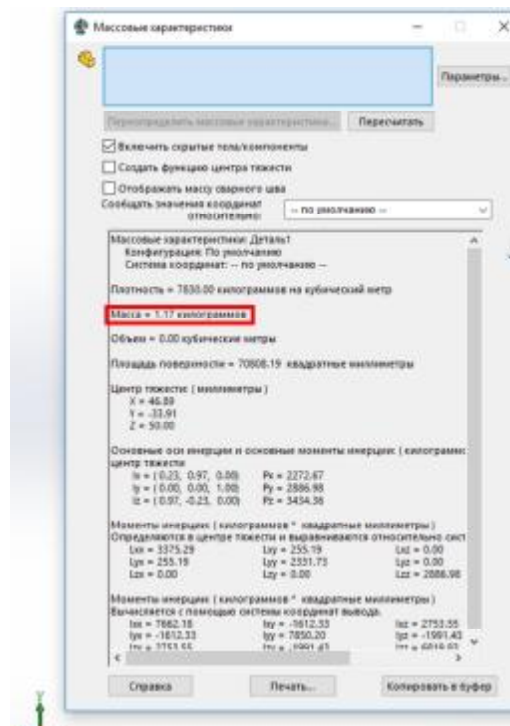


Рисунок 4 - Бажані характеристики кронштейна для використання САПР «Solid works 2013»

На рис.5 наведена конструкція кронштейна, що запропонована САПР «Solid works 2013»

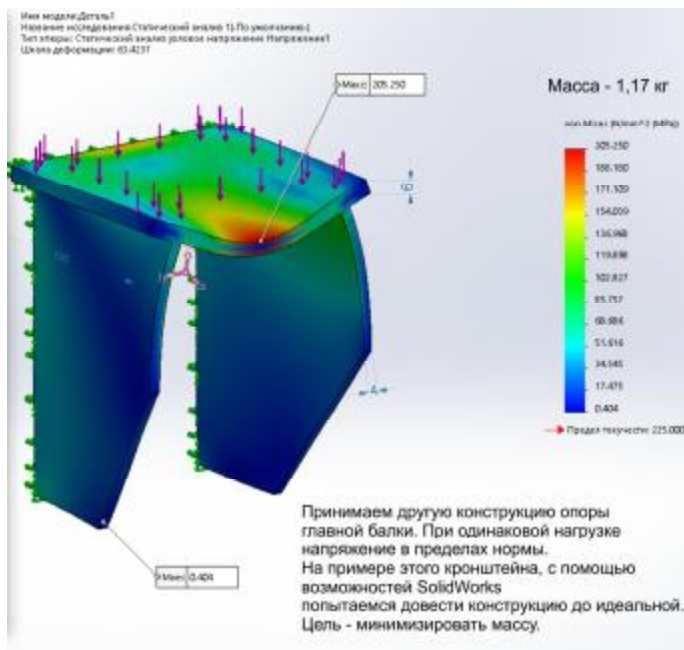


Рисунок 5 - Конструкція кронштейна запропонована САПР «Solid works 2013»

Запропонована конструкція кронштейна з масою 1,17 кг при однаковому навантаженню забезпечує напруження в межах норми.

Однак з використання можливостей САПР «Solid works 2013» зробимо спробу зробити конструкцію ідеальнішою. Мета – мінімізувати масу.

Для підбора оптимальних варіацій використовуємо уліту «Дослідження проектування», в якій задаємо бажані характеристики кронштейна (рис.6)

Оптимальный сценарий

	Целевая	Вариант	Сценарий 1	Сценарий 2	Сценарий 3	Сценарий 4	Сценарий 5	Сценарий 6	Сценарий 7	Сценарий 8	Сценарий 9	Сценарий 10	Сценарий 11	Сценарий 12
Толщина верхней плиты	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм	4мм
Высота боковины	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм	50мм
Расстояние до боковины	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм	10мм
Толщина боковины	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм	2мм
Низ боковины	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм
Верх боковины	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм	30мм
Нормальность	< 285.45мм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²	871.38 Нмм ²
Масса?	Минимизировать	0.447816	0.447826	0.447829	0.447831	0.447833	0.447835	0.447837	0.447839	0.447841	0.447843	0.447845	0.447847	0.447849

Рисунок 6 - Використання уліту «Дослідження проектування» для підбора оптимальних варіацій

На рис.7 наведена конструкція оптимізованого кронштейна, а на рис. 8, 9,10 результати комп’ютерного моделювання оптимізованого кронштейна

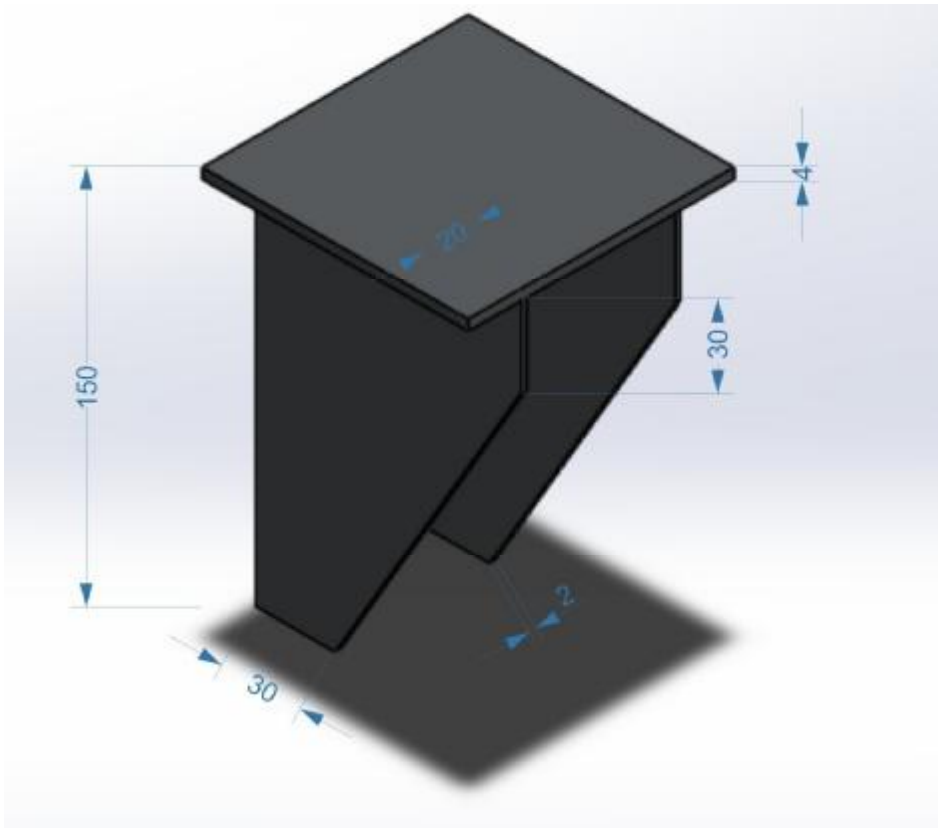


Рисунок 7 - Конструкція оптимізованого кронштейна

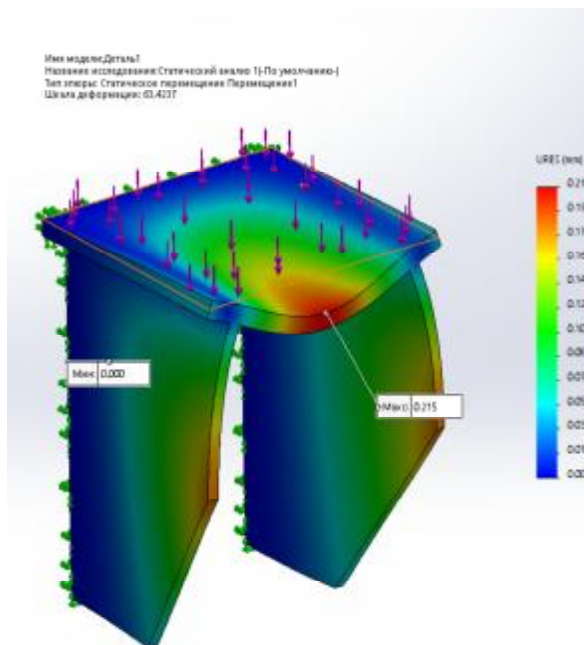


Рисунок 8 - Результати визначення переміщень оптимізованого кронштейна

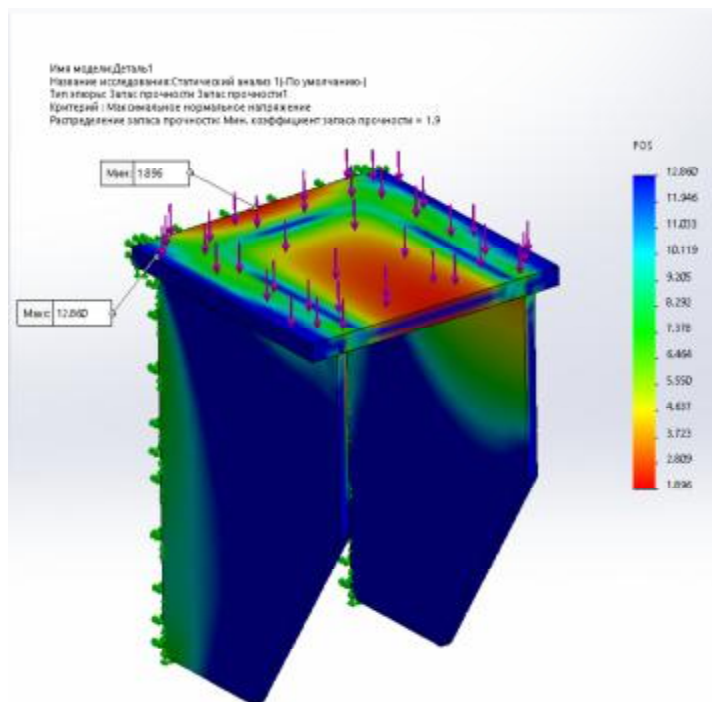


Рисунок 9 - Результати визначення коефіцієнта запасу міцності оптимізованого кронштейна

Аналіз результатів свідчить, що умови виконання робото здатності кронштейна за першої та другою групою граничних станів виконується (максимальні переміщення складають 0,215 мм, а мінімальний коефіцієнт запасу міцності - 1,9).

Маса оптимізованого кронштейна складає 0,64кг.

Економія металу $1,79-0,64 = 1,15$ кг.

Таким чином з допомогою улти «Дослідження проектування» САПР «Solid works 2013» нам вдалося зекономити 1,15 кг (64%) металу на одному кронштейні. Всього на об’єкті 41 колона.

Загальна економія металу $M=1,15 \times 41 = 47,15$ кг.

При середній вартості листового металу бмм 24,3 грн/кг економія складає $47,15 \times 24,3 = 1145,75$ грн.

Оптимізована конструкція кронштейну та стійкі були прийняті для подальшого проектування.

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» ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ ХАРАКТЕРИСТИК ФЕРМ КАРКАСА МЕХАНІЧНОЇ МАЙСТЕРНІ

Д.В.Слонь, магістрант гр. БП 17 М
С.О.Джирма, канд.техн. наук, доцент
Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала в використанні САПР «Solid works 2013» для дослідження напружено-деформаційного стану та обґрунтованого визначення оптимальних параметрів металевих ферм. В якості об'єкту дослідження розглядалась металева ферма каркасу механічної майстерні, що наведена на рис.1.

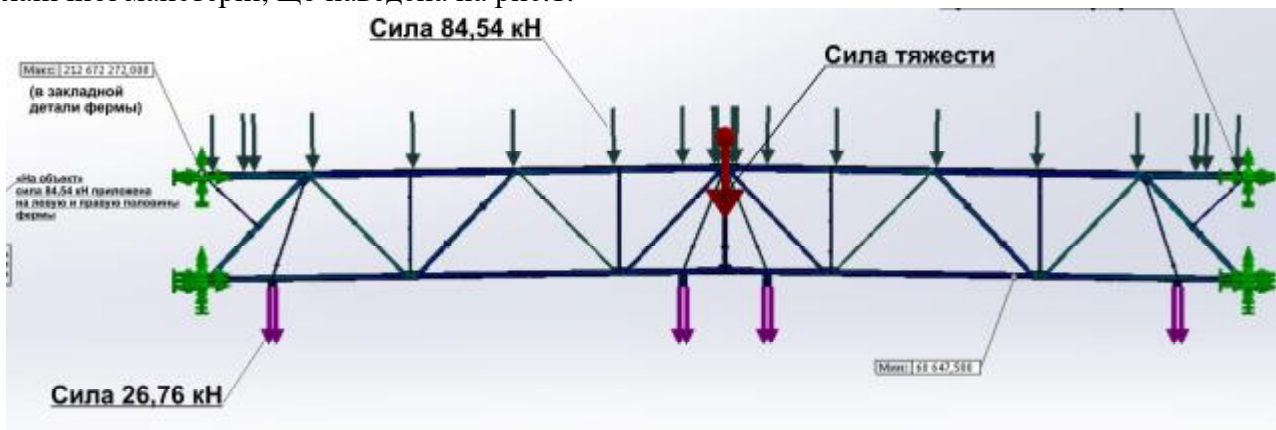


Рисунок 1 - Металева ферма з діючими навантаженнями

Після збору навантажень було виконано статичний розрахунок ферми та підбір перерізів металевих ферм каркасу.

Після проектування ферми каркаса з метою уточнення розрахунків та оптимізації металоконструкції було виконано комп'ютерне моделювання ферми в середовищі САПР «Solid works 2013».

На рис. 2, 3, 4, 5, 6 в графічному вигляді наведено результати досліджень ферми та її елементів.

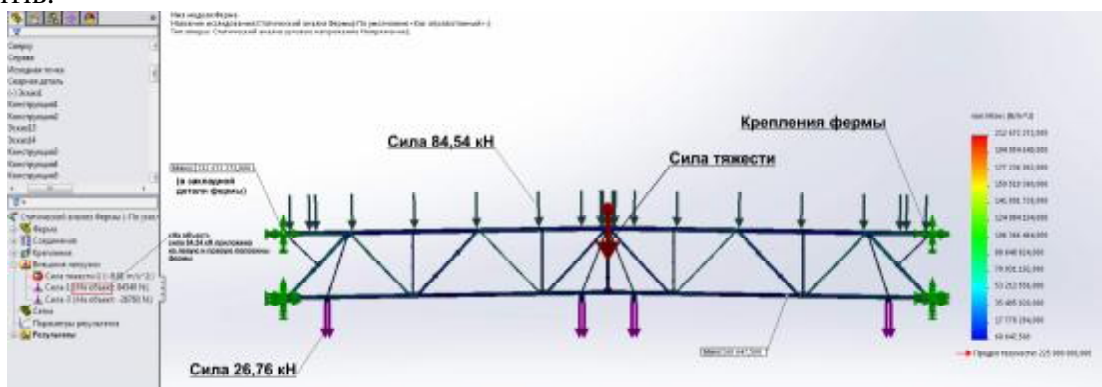


Рисунок 2 - Результати визначення напруження в деталях ферми

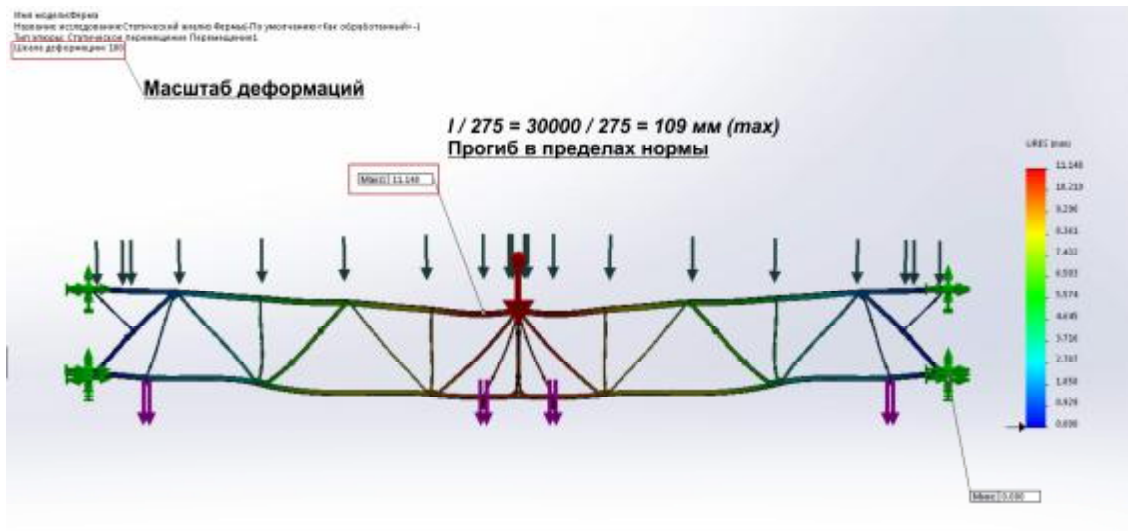


Рисунок 3 - Результаты визначення деформацій деталей ферми

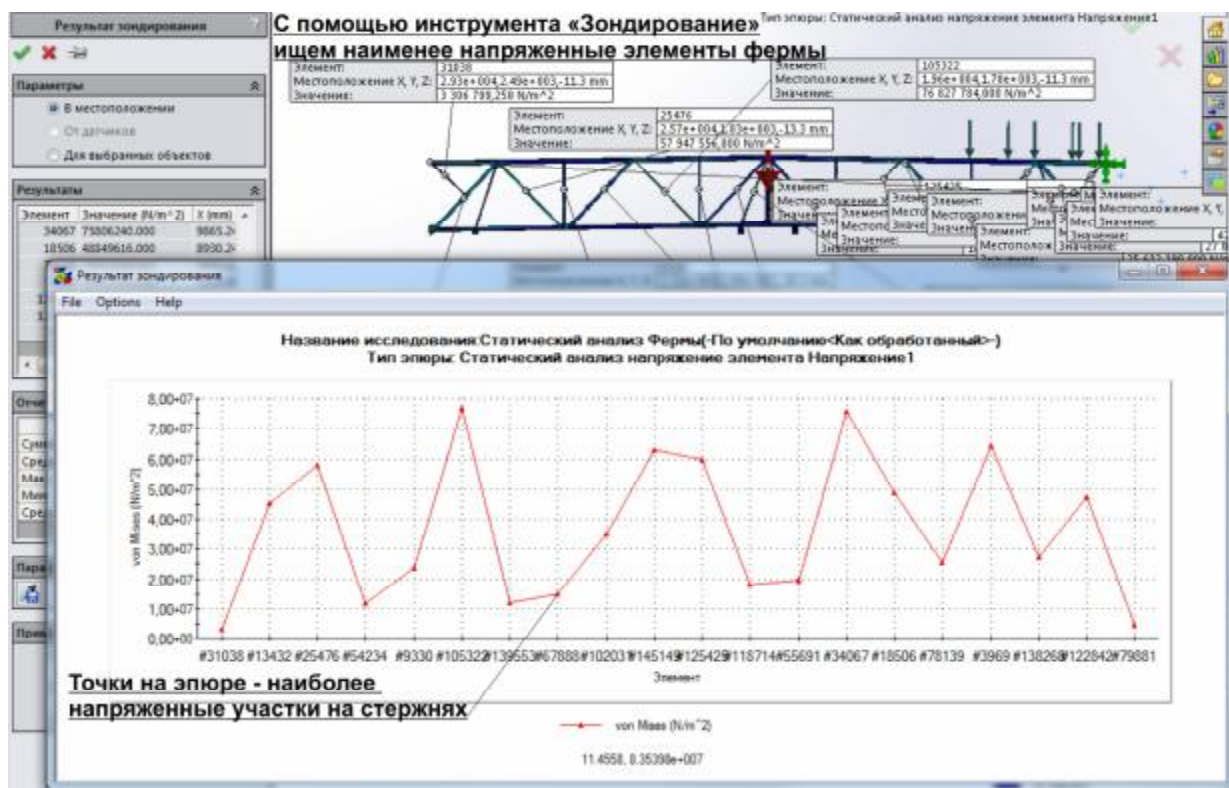


Рисунок 4 - Результаты визначення вузлових напружень ферми за допомогою САПР «Solid works 2013»

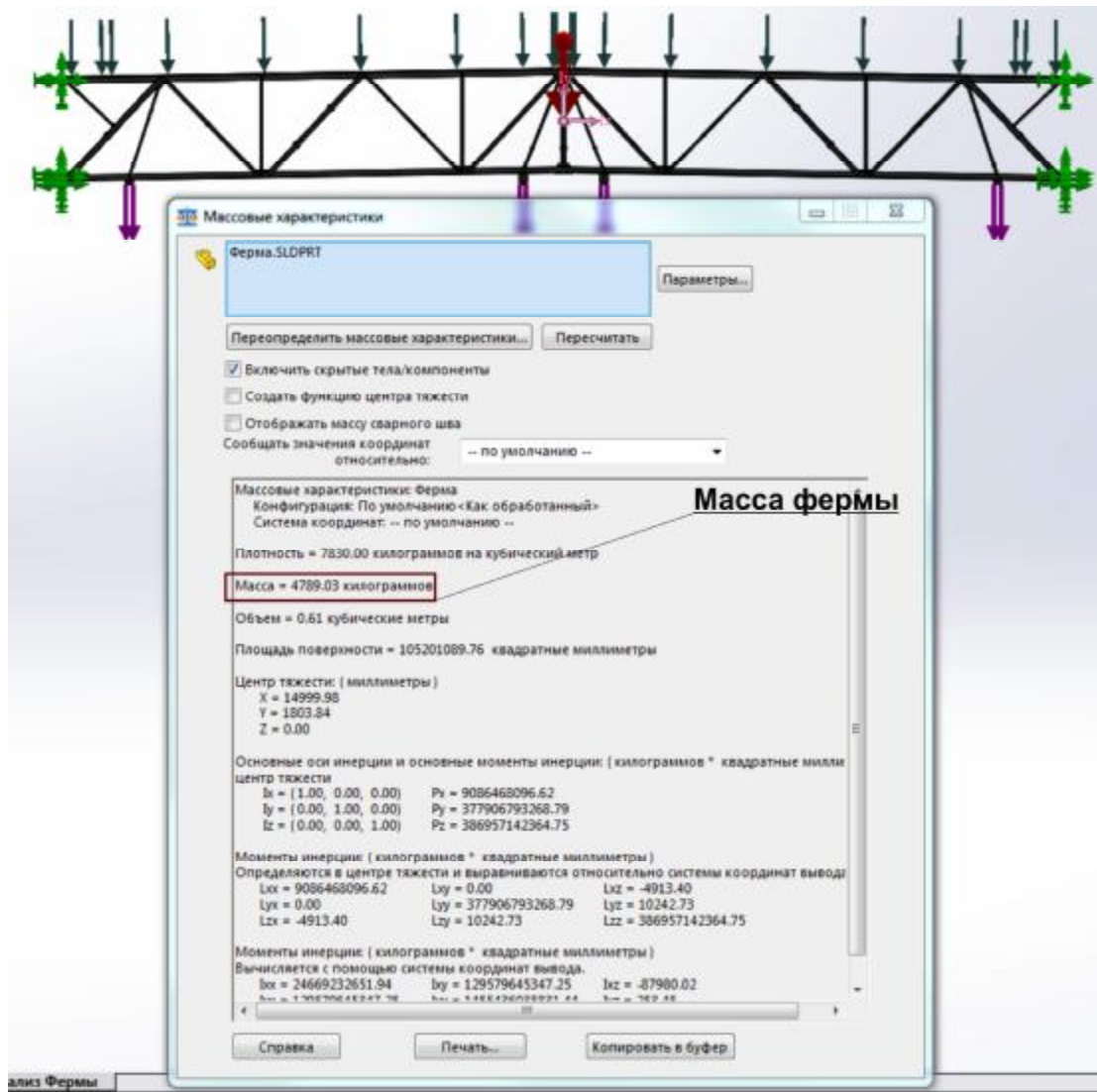


Рисунок 5 - Визначення масових характеристик ферми за допомогою САПР «Solid works 2013»

Аналіз досліджень показав, що для розкосів і стояків ферми має місце недонапруження, наприклад для стрижня 3-4 рівень напружень складає

7,6 МПа, для стрижня 2-3 – 3,3 Мпа, тобто стрижень навантажений на тільки на 20% від нормативів. Тому було прийнято рішення знизити масові характеристики найбільш недовантажених деталей ферми для оптимізації конструкції та зниження масових характеристик. На рис.6. наведено запропоновані зміни елементів ферми.

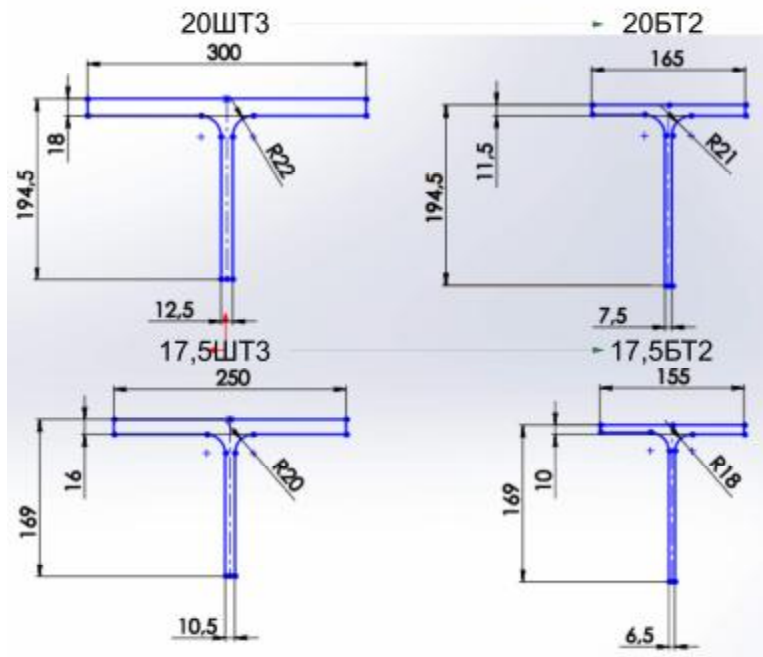


Рисунок 6 - Запропоновані зміни елементів ферми

На рис. 7—10 в графічному вигляді наведено результати досліджень ферми з запропонованими змінами металоконструкції в середовищі САПР «Solid works 2013».

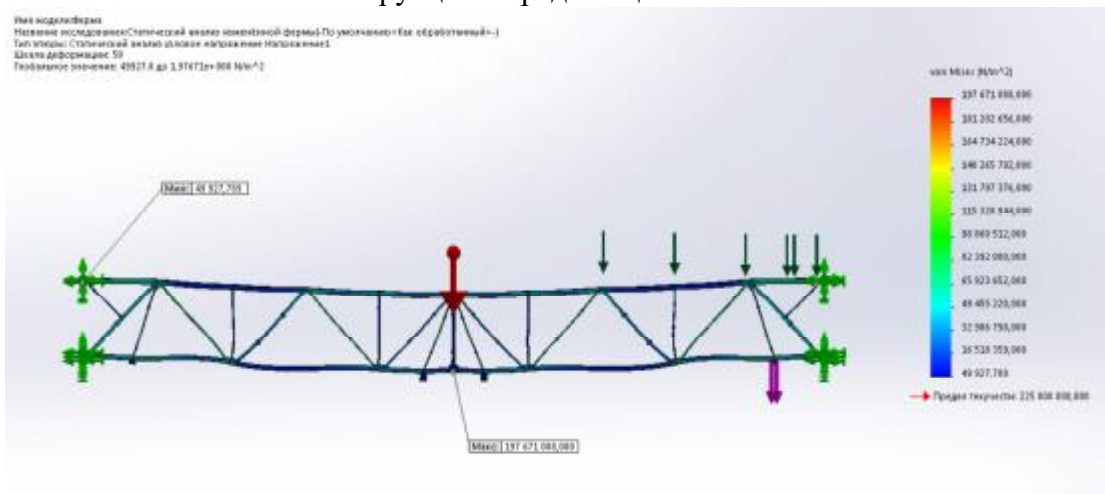


Рисунок 7 - Результати визначення напружень в деталях ферми з запропонованими змінами

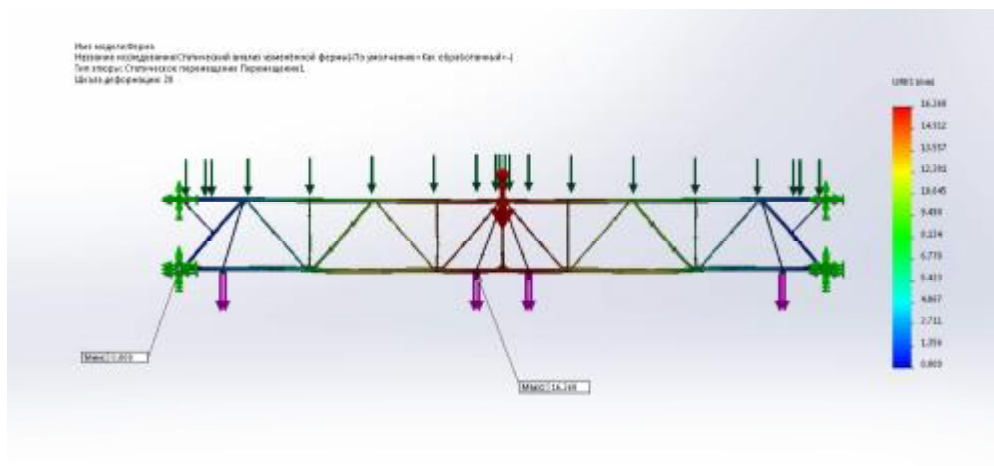


Рисунок 8 - Результати визначення деформацій в деталях ферми з запропонованими змінами

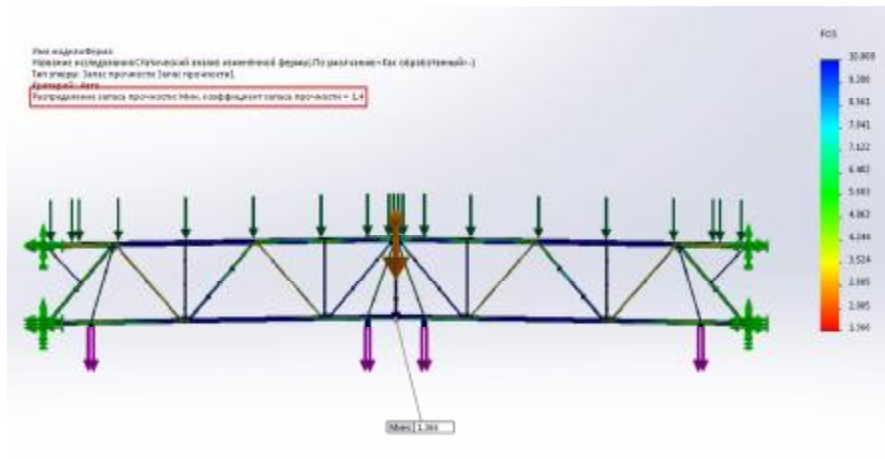


Рисунок 9 - Результати визначення коефіцієнту запасу міцності деталей ферми з запропонованими змінами

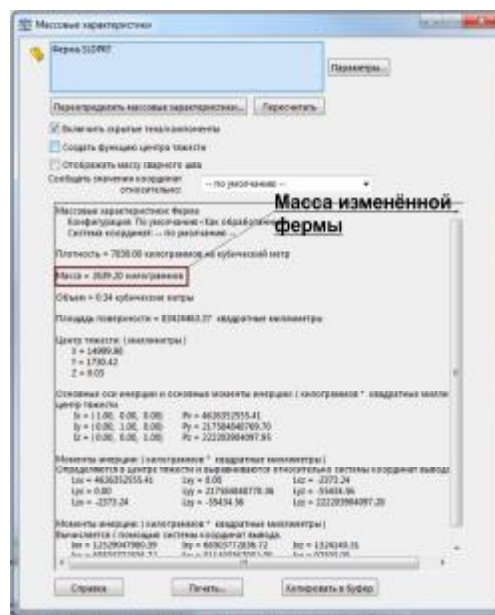


Рисунок 10 - Визначення масових характеристик оптимізованої ферми за допомогою САПР «Solid works 2013»

Аналіз наведених результатів дослідження оптимізованої ферми дозволяє зробити висновки:

максимальне напруження має місце в центральному стояку і складає 197 МПа при границі міцності матеріалу 225 МПа, мінімальне напруження складає 4,9 МПа;

максимальна деформація ферми має місце в центрі і складає 0,01626 м, згідно «Таблиць навантажень наведених на сайті prolyte.com и stagemarket.ru», мінімальні допустимі прогини ферм довжиною 18 м в залежності від форми навантажень складають 0,212 м;

мінімальне значення коефіцієнту запасу міцності деталей оптимізованої ферми складає 1,4 що відповідає допустимим значенням.

Порівняння масових характеристики ферми до та після оптимізації

свідчать про те, що виконані дослідження дозволили знизити масу ферми з 4789 кг до 2639 кг або на 44, 8%, об'єм з 0,61 м³ до 0,34 м³ або на 44% при забезпеченні мінімального запасу міцності деталей ферми $n=1,4$, що відповідає допустимим значенням. Оптимізована конструкція ферми була прийнята для подальшого проектування.

Таким чином мета роботи виконана.

Список літератури

1. 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.
2. Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с

КОМП’ЮТЕРНА ОПТИМІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ ЧОТИРИГІЛКОВИХ КОЛОН НА ПЛАНКАХ

І.В. Горбань, *магістрант гр. БІ-17 М*
Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, *д.т.н., професор*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Сталеві центрально стиснуті колони широко використовуються в одноповерхових і багатоповерхових цивільних та промислових будівлях, шляхопроводах, естакадах та інших спорудах. В навчальній літературі [1, 2] вказано, що при малих довжинах і великих навантаженнях раціонально використовувати колони суцільного перерізу, а при великих довжинах і малих навантаженнях кращими є колони наскрізного перерізу. Одним з варіантів є колони з чотирьох кутників на планках, які за рахунок збільшення габариту перерізу мають великі радіуси інерції при невеликих площах поперечного перерізу. На жаль, підручники [1, 2] та інші літературні джерела не дають чітких рекомендацій щодо раціонального вибору конструктивних параметрів таких колон, їх металоємності та доцільності використання при певних значеннях довжини й діючого навантаження.

Поставлені завдання розв’язані шляхом експериментального проектування колон з чотирьох кутників на планках при різних комбінаціях навантаження в межах від 1 МН до 9 МН та довжини (висоти) колон в межах від 4 м до 20 м. Проектування виконане в середовищі Microsoft Excel з використанням спеціально розробленого та описаного в роботі [3] розрахункового бланка, який реалізує методику перевірки стійкості та міцності елементів чотиригілкових колон на планках, регламентовану ДБН В.2.6-198:2014 [3]. Розрахунковий бланк у формі робочого аркуша Excel дозволяє в інтерактивному режимі підібрати усі необхідні розміри колони, які гарантують виконання вимог ДБН [3] при мінімальних запасах стійкості та міцності з урахуванням чинних конструктивних вимог. У результаті виконання розрахунку встановлюються такі розміри та вагові характеристики стержня колони:

- габарит поперечного перерізу (відстань між обухами кутників гілок);
- відстань між планками в просвіті;
- профіль гілки (ширина й товщина полички кутника);
- ширина й товщина планки;
- сумарна площа перерізу чотирьох гілок;
- витрати сталі на планки та на увесь стержень колони в перерахунку на 1 м довжини;
- повна маса колони заданої висоти.

Вказані результуючі параметри дозволяють оптимізувати конструктивне рішення колони, виконаної зі сталі певного класу міцності, при заданих значеннях її довжини L та навантаження (осьової сили) N . Очевидним критерієм оптимізації є мінімальні витрати сталі, тому в якості цільової функції обрана маса одного погонного метра стержня колони.

Першим етапом оптимізації конструктивного рішення став пошук доцільної гнучкості гілки колони, яка визначається за відстанню між планками в просвіті. В ДБН [4] вказано, що гнучкість гілки має бути не більшою за 40 і не може перевищувати гнучкості колони в цілому. З метою виявлення оптимальної гнучкості гілки виконано розрахунки колон висотою 6 м і 16 м під навантаження 1 МН і 6 МН. Габаритні розміри поперечного перерізу однієї й тієї ж колони приймалися різними в межах від 10 см до 100 см, а значення гнучкості змінювалися від 20 до 40. Усього розраховано 65 варіантів колон. Оптимальне значення гнучкості гілки (при однакових значеннях висоти, навантаження та габариту перерізу) обиралося за мінімумом витрат сталі на колону. Аналіз отриманих результатів не дозволив виявити залежності оптимальної гнучкості гілки від інших конструктивних параметрів колон. Мінімум витрат сталі можуть відповідати різним значенням гнучкості гілки в межах від 20 до 40 при середньому значенні 28. Виходячи з отриманих результатів, рекомендовано встановлювати відстані між планками такими, щоб

гнучкість гілки змінювалася від 25 до 35, але при цьому не перевищувала гнучкості колони в цілому.

Завданням другого етапу оптимізації став пошук оптимального габариту поперечного перерізу, який забезпечує мінімальні витрати сталі на колону. Для пошуку залежності оптимального габариту перерізу від довжини та навантаження на колону виконане експериментальне проектування колон з довжиною $L = 4, 8, 12, 16, 20$ м під навантаження $N = 1, 3, 5, 7, 9$ МН. Для кожної комбінації L і N розглядалося 5...7 значень габариту перерізу, які обиралися таким чином, щоб виявити габарит, який забезпечує мінімальні витрати сталі на колону. Усього виконано 133 розрахунки колон, з яких вибрано 25 оптимальних значень габариту перерізу та відповідні їм значення приведеної гнучкості колони, площі перерізу гілок, маси погонного метра колони та витрат сталі на планки. Отримані за результатами експериментального проектування значення оптимального габариту перерізу (в сантиметрах) та відповідні їм маси погонного метра колони (в кілограмах) наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Оптимальні значення габариту перерізу колон та відповідні витрати сталі

N МН	Оптимальні значення габариту перерізу (см) при висоті колон					Маса (кг/м) погонного метра колон оптимального перерізу при висоті				
	4 м	8 м	12 м	16 м	20 м	4 м	8 м	12 м	16 м	20 м
1	40	50	55	70	75	22,5	34,9	48,0	49,1	57,6
3	50	60	50	70	80	18,9	30,7	57,5	52,2	56,3
5	60	60	55	75	85	16,0	31,7	53,3	49,7	53,9
7	60	65	75	70	90	16,4	29,8	37,9	54,9	51,5
9	70	60	60	80	100	13,8	32,4	49,7	47,4	45,9

Наведені в таблиці 1 залежності габариту перерізу V та погонної маси колони P від її висоти L в метрах та навантаження N в меганьютонах описані аналітичними виразами:

$$V = 3,07N + 2,05L - 0,07NL + 31,3 \text{ см}; \quad (1)$$

$$P = 41,2N + 0,93L + 0,43NL + 4,2 \text{ кг/м}. \quad (2)$$

Числові коефіцієнти формул (1) і (2) підібрані методом найменших квадратів [5] з використанням функції Microsoft Excel "Пошук рішення".

Відхилення апроксимуючої формули (1) від даних таблиці 1 в основному знаходяться в межах $\pm 15\%$. Аналіз показав, що такі відхилення габариту перерізу колони від його оптимального значення призводять до зростання маси колони на 6...10%. Таке зростання витрат сталі не є критичним, а тому формулу (1) можна використовувати на практиці для встановлення габаритного розміру поперечного перерізу при проектуванні колон. Формула (2) більш точно відображає дані таблиці 1 (відхилення не перевищують 3%), тому її можна використовувати для наближеного прогнозування металоемності центрально стиснутих чотиригілкових колон на планках до початку їх проектування.

Загальний характер залежностей оптимального габариту поперечного перерізу та погонної маси центрально стиснутих чотиригілкових колон на планках від їх висоти й навантаження показано на просторових графіках з рисунка 1, які побудовані за формулами (1) і (2). З рисунків видно, що як оптимальний габарит перерізу, так і погонна маса колон лінійно зростають при збільшенні навантаження та висоти колони. На зростання габариту перерізу більше впливає висота колони, а зростання металоемності більшою мірою залежить від величини навантаження.

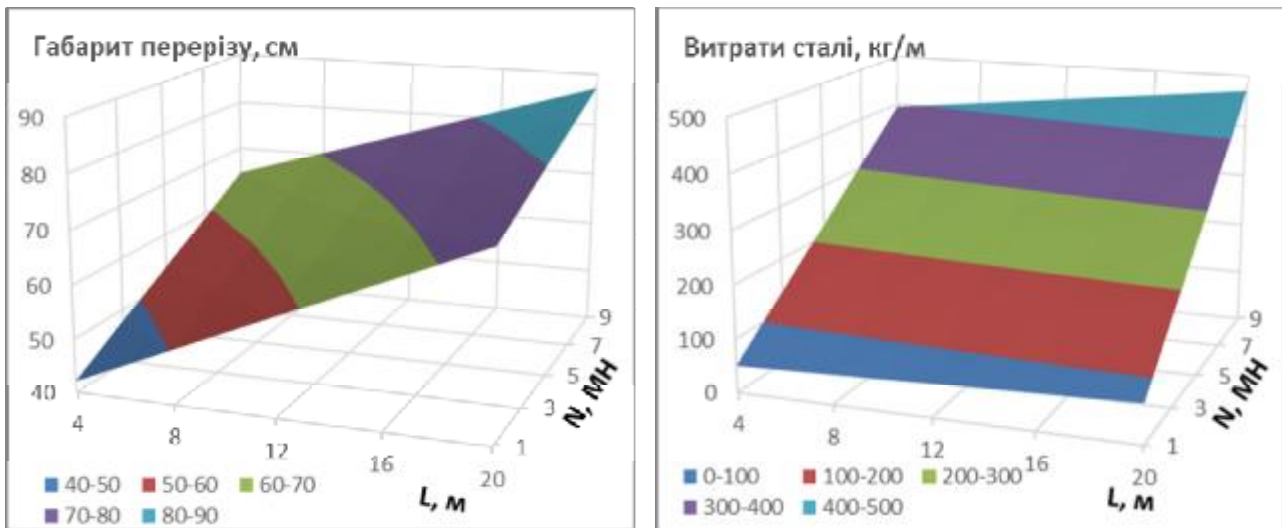


Рисунок 1 - Залежності оптимального габариту поперечного перерізу та погонної маси центрально стиснутих чотиригілкових колон на планках від їх висоти L та навантаження N

Повна маса колони може бути визначена шляхом множення погонної маси (2) на довжину колони, що дає такий вираз:

$$P_K = L(41,2N + 0,93L + 0,43NL + 4,2) \text{ кг.} \quad (3)$$

Частка планок по відношенню до сумарної маси гілок колони називається конструктивним коефіцієнтом. За даними таблиці 1 та аналогічними даними про витрати сталі на планки конструктивний коефіцієнт визначається як відношення повної маси 1 м колони до маси одного метра чотирьох гілок

$$k = P / (P - P_{\Pi}), \quad (4)$$

де P – погонна маса колони з таблиці 1; P_{Π} – маса планок на один погонний метр колони.

Конструктивний коефіцієнт визначено за формулою (4) для кожної з 25 колон, перелічених в таблиці 1. Отримана залежність k від навантаження N та висоти колони L описана аналітичним виразом

$$k = 0,011L - 0,015N - 0,001NL + 1,24, \quad (5)$$

коефіцієнти якого підібрані методом найменших квадратів [5] з використанням функції Microsoft Excel "пошук рішення".

Значення конструктивного коефіцієнта (5) змінюються від $k = 1,11$ при $N = 9$ МН і $L = 4$ м до $k = 1,43$ при $N = 1$ МН і $L = 20$ м. Отже, витрати сталі на планки становлять 11...14% маси гілок колони і є найбільшими (у відносному виразі) при малих навантаженнях на колону, коли площа гілок є мінімальною.

Список літератури

1. Клименко Ф. С., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.С. Клименка : Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
2. 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.
3. Горбань І.В. Автоматизація розрахунків чотиригілкових наскрізних колон // Досвід впровадження в навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – С. 597-603.
4. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
5. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. – М.: Наука. – 1969. – 576 с.

ОПТИМАЛЬНА РОЗКЛАДКА БАЛОК У БАЛКОВИХ КЛІТКАХ НОРМАЛЬНОГО ТИПУ

І.М. Кирилюк, *магістрант гр. БІ 17М*
Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, *д.т.н., професор*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Сталеві балкові клітки з настилами з плоских чи рифлених листів використовуються в перекриттях виробничих будівель зі сталевим каркасом, а також у робочих площадках цехів різного призначення. Дана робота присвячена пошуку оптимальної розкладки балок настилу в балкових клітках нормального типу з плоским сталевим настилем. Основним завданням є вибір товщини настилу, яка забезпечує мінімальну металоємність і вартість конструкцій, при різних комбінаціях прольоту балок настилу та корисного навантаження на перекриття.

Поставлена задача двокритеріальної параметричної оптимізації зводиться до пошуку товщини настилу, яка забезпечить мінімум цільової функції одного з двох видів: витрати сталі на балкову клітку та вартість конструкції з урахуванням виготовлення й монтажу. Для практичного розв'язання цієї задачі слід знайти оптимальні рішення за кожною з двох цільових функцій. Поставлене завдання розв'язується шляхом експериментального проектування балкових кліток нормального типу з плоским сталевим настилем в широкому діапазоні значень прольоту балок настилу та корисного навантаження на перекриття.

Завдання й передумови розв'язання поставленої задачі оптимізації описані в статті [1], де на підставі рекомендацій [2, 3] щодо конструювання балкових кліток розроблено план експериментального проектування балкових кліток нормального типу з такими параметрами:

- проліт балок настилу – 3, 6, 9, 12, 15 м (5 варіантів);
- рівномірно розподілене навантаження на перекриття – 2, 9, 16, 23, 30 кПа (5 варіантів);
- товщина сталевих балок настилу – 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16 мм (13 варіантів).

При реалізації чисельного експерименту з метою більш точного пошуку оптимального рішення перелік товщин настилу розширено до 13 значень: від 4 мм до 16 мм з кроком 1 мм. Усього запроєктовано 325 варіантів балкових кліток з усіма можливими комбінаціями вказаних навантажень, прольотів балок і товщин настилу. Для реалізації цього плану експериментального проектування в середовищі Microsoft Excel розроблено розрахунковий бланк, який для кожного з розглянутих варіантів забезпечує виконання таких розрахунків:

- визначення прольоту настилу за заданою товщиною та граничним прогином шляхом розв'язання нелінійного рівняння з [2];
- підбір перерізу балки настилу з прокатного двотавра за критеріями міцності та жорсткості згідно з вимогами норм [4, 5];
- обчислення витрат сталі на настил, балки настилу та на один квадратний метр перекриття;
- визначення заводської вартості настилу й балок настилу, вартості їх монтажу та сумарної вартості конструкцій на один квадратний метр перекриття.

Підбір перерізу балки настилу зводиться до виконання таких операцій: вибір профілю з сортаменту прокатних двотаврів балкового типу, визначення кроку балок за прольотом настилу та шириною полицки, обчислення навантажень та згинальних моментів у балці, перевірка міцності та прогину балки, зміна профілю двотавра до виконання граничних нерівностей [4, 5] без надлишкових запасів.

З отриманих результатів для кожної з 25 комбінацій прольоту й навантаження вибрані варіанти товщини настилу, які забезпечують мінімальну металоємність та мінімальну вартість одного квадратного метра балкової клітки. В усіх випадках оптимальні варіанти за критеріями металоємності та вартості співпадають. Це обумовлено тим, що вартість монтажу не перевищує 10% заводської вартості балок, яка практично пропорційна витратам сталі.

В якості прикладу оптимізаційного розрахунку на рисунку 1 зображені залежності витрат сталі від товщини настилу для балкової клітки з корисним навантаженням $Q_0 = 16$ кПа та прольотом балок настилу $L = 12$ м. З ростом товщини настилу витрати сталі на настил збільшуються, а на балки – зменшуються. Сумарні витрати сталі на настил і балки досягають мінімального значення при товщині настилу 5 мм, яку й слід вважати оптимальною. Графік зміни вартості елементів балкової клітки має аналогічний характер і так само дає оптимальне значення товщини настилу 5 мм.

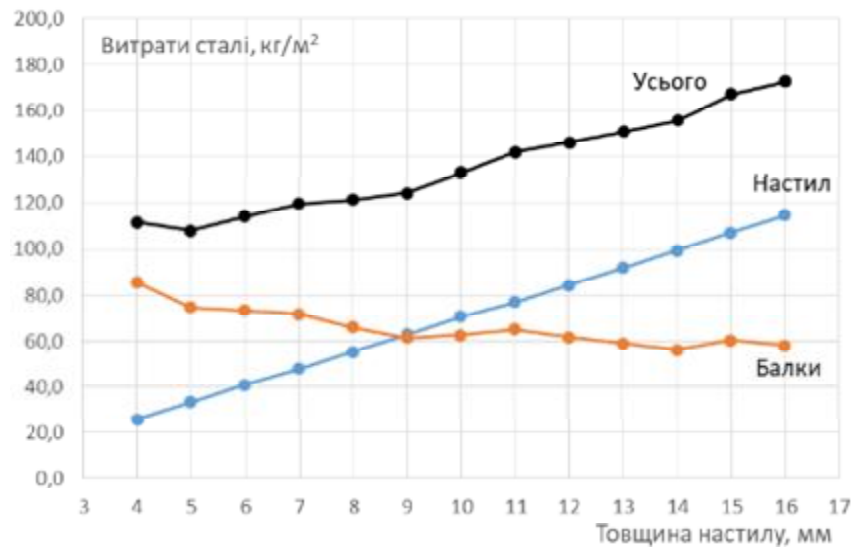


Рисунок 1 – Залежності витрат сталі від товщини настилу

Отримані таким чином оптимальні значення товщини настилу, відповідні кроки й перерізи балок настилу наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Параметри оптимальних рішень балкових кліток

Q ₀ , кПа	Товщина настилу (у міліметрах) при прольотах балок				
	3 м	6 м	9 м	12 м	15 м
2	4	4	4	4	4
9	4	4	4	4	4
16	4	4	4	5	6
23	4	4	4	5	7
30	4	4	4	5	7
	Кроки балок (у метрах) при прольотах				
	3 м	6 м	9 м	12 м	15 м
2	2,893	2,929	2,969	3,009	3,029
9	1,266	1,313	1,358	1,393	1,423
16	0,901	0,939	0,984	1,194	1,378
23	0,724	0,782	0,822	0,991	1,290
30	0,619	0,677	0,717	0,879	1,137
	Профілі балок при прольотах				
	3 м	6 м	9 м	12 м	15 м
2	12Б1	20Б1	30Б2	45Б1	50Б2
9	14Б2	26Б1	40Б1	50Б1	60Б1
16	16Б1	26Б2	40Б2	55Б1	70Б1
23	16Б2	30Б1	45Б1	55Б2	80Б1
30	16Б2	30Б2	45Б1	60Б1	80Б1

З таблиці видно, що залежно від отриманої оптимальної товщини настилу, величини навантаження на перекриття та прольоту балок настилу їх кроки змінюються від 0,62 м до 3,03 м, а профілі – від двотавра 12Б1 до 80Б1.

Сумарні витрати сталі на настил і балки настилу змінюються від 34 кг/м² до 184 кг/м². З рисунка 2 видно, що при збільшенні навантаження й прольоту балок вони зростають за залежностями, близькими до лінійних. Такий характер залежності з рисунка 3 дозволив описати її аналітичним виразом, коефіцієнти якого визначені методом найменших квадратів:

$$G = 1,28L - 0,31Q_0 + 0,33LQ_0 + 29, \quad (1)$$

де L – проліт балок настилу в метрах; Q_0 – корисне навантаження в кПа.

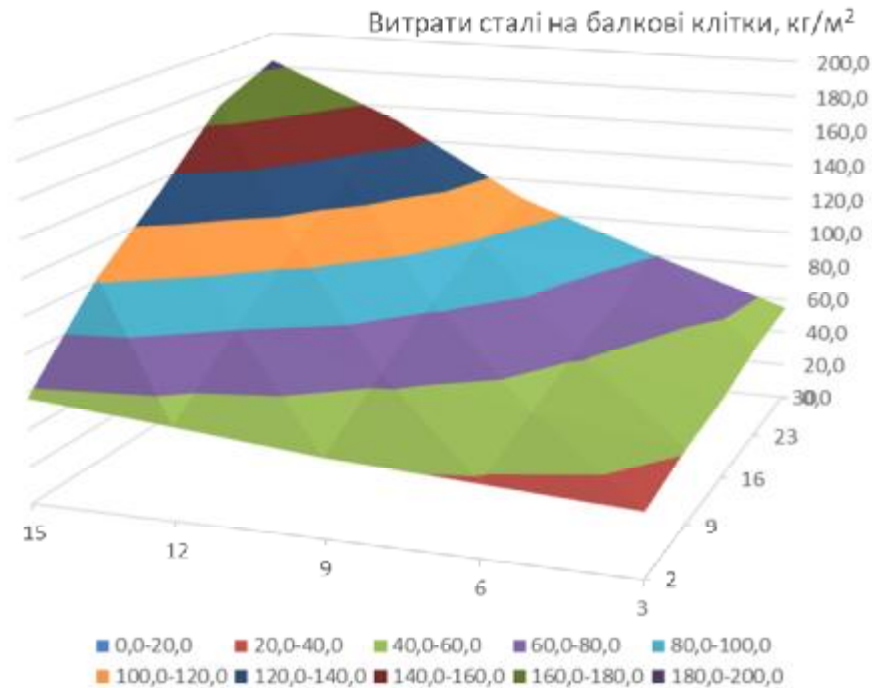


Рисунок 2 – Залежність сумарних витрат сталі від навантаження й прольоту балок

Аналіз структури витрат сталі показав, що на балки витрачається від 9% до 80% сталі, яка іде на зведення балкових кліток. Найменша частка припадає на балкові клітки з малими прольотами балок та з невеликими навантаженнями. З ростом цих параметрів зростають і відносні витрати сталі на балки аж до того моменту, коли при прольотах 12 м і більше та навантаженнях 16 кПа і більше починає збільшуватися товщина настилу. Частка витрат сталі на настил навпаки, зменшується з ростом прольоту балок і величини навантаження.

Вартість конструкцій змінюється практично пропорційно витратам сталі та приймає значення в межах від 1044 грн/м² до 5352 грн/м². Робоча формула для прогнозування сумарної вартості конструкцій балкової клітки при оптимальній товщині настилу (у гривнях на квадратний метр перекриття) отримана таким же чином, як ф формула (1) і має вигляд:

$$C = 36L - 4,1Q_0 + 9,3LQ_0 + 880, \quad (2)$$

позначення в якій відповідають формулі (1).

За даними таблиці 1 на рисунку 3 побудовано графік, який дозволяє визначити оптимальну товщину настилу за відомими значеннями корисного навантаження та прольоту балок настилу. З рисунка 3 й таблиці 1 видно, що у переважній більшості випадків оптимальна товщина настилу дорівнює 4 мм і лише для 9 випадків з 25 (при великих навантаженнях і прольотах) оптимальними є настили з більшою товщиною.

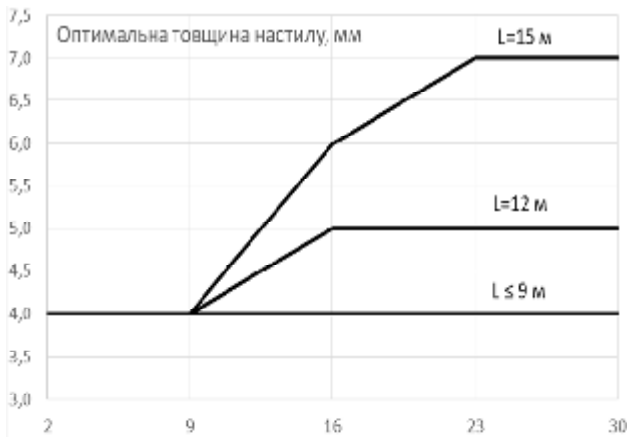


Рисунок 3 – Залежності оптимальної товщини настилу від навантаження на перекриття та прольоту балок настилу

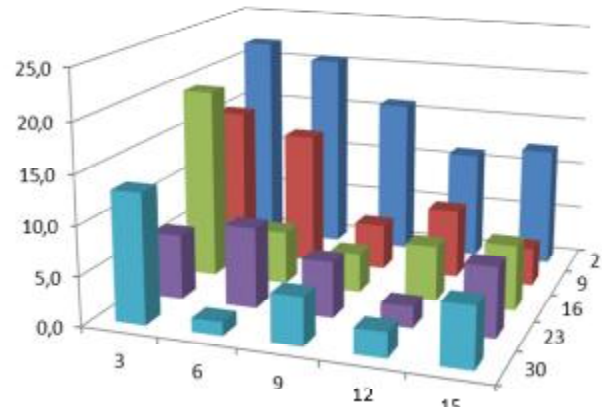


Рисунок 4 – Зростання металоємності конструкцій балкових кліток при відхиленні товщини настилу від оптимального значення на 1 мм

Ключовим параметром оптимальної розкладки балок є товщина сталевго настилу, рекомендовані значення якої наведені в таблиці 1. Згідно з сортаментом листового прокату, товщина настилу в межах до 12 мм змінюється дискретно з кроком 1 мм. Тому важливим питанням вибору оптимального рішення є аналіз змін металоємності та вартості конструкцій балкової клітки при відхиленні товщини настилу від оптимального значення. На рисунку 4 відображені відсотки зростання сумарних витрат сталі на конструкції при відхиленні товщини настилу на 1 мм від оптимального значення, наведеного в таблиці 1. Зміни вартості конструкцій є практично такими ж, як і зміни витрат сталі.

З рисунка 4 видно, що правильний вибір товщини настилу може відігравати вирішальну роль у формуванні економічних показників балкових кліток. Попри деякі коливання, на рисунку 4 виявляється досить чітка тенденція до зростання ролі товщини настилу при малих навантаженнях і малих прольотах балок. Зростання металоємності та вартості конструкцій на 10...20%, яке спостерігається у таких випадках, є недопустимим. При великих навантаженнях і прольотах більша частина сталі витрачається не на настил, а на балки, тому неточний вибір товщини настилу виявляє менший, але також істотний вплив на загальні економічні показники балкових кліток. Отже, при проектуванні балкових кліток слід точно дотримуватися рекомендованих на рисунку 3 оптимальних значень товщини настилу і не відступати від них без крайньої необхідності.

Список літератури

1. Кирилюк І.М. Завдання оптимізації балкових кліток. // Збірник матеріалів V студентського науково-практичного семінару "Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій" – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – с. 612-615.
2. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Веденников и др. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.
3. 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.
4. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014.
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.

РАЦІОНАЛЬНЕ ВИКОРИСТАННЯ НІЗДРЮВАТИХ БЕТОНІВ У СТІНАХ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ

Р.О. Мороз, *магістрант, гр. БІ-17М*
Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, *д.т.н., професор*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Ніздрюватий бетон отримують в результаті твердіння поризованої суміші в'язучого, кремнеземистого наповнювача та води. За способом поризації розрізняють пінобетони, які утворюються шляхом замішування зі стійкою піною та газобетони, пори в яких утворюються за рахунок введення до сировинної суміші газоутворювача, хоча їх технічні характеристики дуже близькі. За способом твердіння ніздрюваті бетони поділяють на автоклавні, які твердіють в автоклавах при підвищеній температурі й тиску, і неавтоклавні, які твердіють при нормальній температурі й тиску. За рахунок регульованої пористості, яка може досягати до 85%, цей матеріал може мати як високу міцність, так і низьку теплопровідність. Залежно від марки за середньою ніздрюваті бетони поділяють на:

- теплоізоляційні з середньою густиною до 500 кг/м³ і коефіцієнтом теплопровідності в сухому стані до 0,12 Вт/(м·К);
- конструкційно-теплоізоляційні з середньою густиною 500...900 кг/м³ і коефіцієнтом теплопровідності 0,12...0,24 Вт/(м·К);
- конструкційні з середньою густиною 900...1200 кг/м³ і коефіцієнтом теплопровідності 0,24...0,38 Вт/(м·К).

Для зведення одношарових стін цивільних будівель можуть використовуватися конструкційно-теплоізоляційні ніздрюваті бетони у вигляді моноліту та дрібних стінових блоків, які згідно зі стандартом [1] можуть мати товщину, кратну 50 мм. Ніздрюваті бетони мають марки за середньою густиною від D 300 до D 1200, класи міцності на стиск від B 0,35 до B 17,5, марки за морозостійкістю від F10 до F100 та коефіцієнт теплопровідності в межах 0,08...0,30 Вт/м×К. Розрахункові значення основних технічних характеристик ніздрюватих бетонів за даними нормативних документів [2, 3, 4] наведені в таблиці 1. Марки за середньою густиною D наведені за даними [2], відповідні цим маркам значення розрахункового опору при стиску R вказані за [3], а розрахункові значення коефіцієнтів теплопровідності λ для різних умов експлуатації – за [4].

Таблиця 1 – Розрахункові значення технічних характеристик ніздрюватих бетонів

Марка за густиною	Розрахунковий опір бетонів R, МПа					Коеф. теплопров. λ, Вт/м×К		
	автоклавних		неавтоклавних		за (1)	умови А	умови Б	за (2)
D 200	0,20	0,30	0,20	0,30	0,30	0,069	0,074	0,0683
D 300	0,45	0,63	0,30	0,45	0,42	0,09	0,10	0,0850
D 400	0,63	0,95	0,63	0,95	0,58	0,11	0,13	0,1083
D 500	0,95	1,60	0,95	1,30	0,79	0,15	0,16	0,1383
D 600	2,20	1,60	0,95	1,30	1,09	0,16	0,18	0,1750
D 700	1,60	3,10	1,30	1,60	1,50	0,24	0,27	0,2183
D 800	1,60	4,60	1,30	2,20	2,07	0,27	0,30	0,2683
D 900	3,10	6,00	1,60	3,10	2,85	0,33	0,36	0,3250
D 1000	4,60	7,00	3,10	4,60	3,93	0,38	0,44	0,3883
D 1100	6,00	7,70	4,60	7,00	5,41	0,45	0,51	0,4583

З таблиці 1 видно, що технічні характеристики ніздрюватого бетону залежать від його марки за середньою густиною, як це показано на рисунках 1 і 2. При одних і тих же значеннях середньої густини спостерігається розкид розрахункового опору, обумовлений різними марками цементу та відмінностям технології виготовлення бетону. Залежності розрахункових значень

коефіцієнта теплопровідності від середньої густини ніздрюватих бетонів утворюють дві досить близькі криві, що відповідають різним умовам експлуатації огорожень.

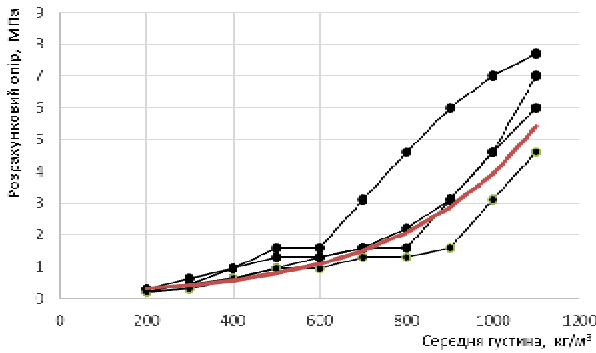


Рисунок 1 – Залежність розрахункових опорів ніздрюватих бетонів від середньої густини

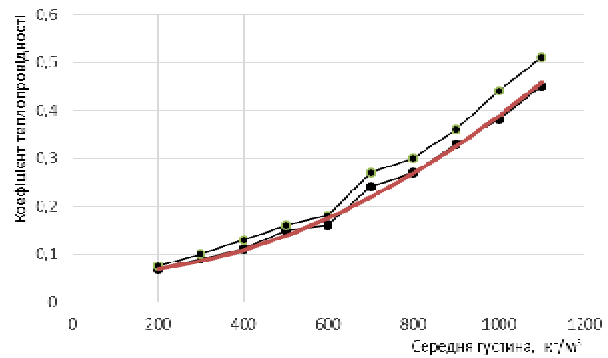


Рисунок 2 – Залежність коефіцієнтів теплопровідності ніздрюватих бетонів від середньої густини

Залежності розрахункового опору та коефіцієнта теплопровідності ніздрюватих бетонів від їх середньої густини описані аналітичними виразами, які в запас надійності проведені поблизу нижньої межі діапазону можливих значень

$$R = 0,16 \times e^{0,0032D}; \quad (1)$$

$$I = D^2/3000000 + 0,055, \quad (2)$$

де R – розрахунковий опір у МПа; λ – коефіцієнт теплопровідності у Вт/м×К; D – середня густина в кг/м³.

З рисунків видно, що ріст середньої густини призводить до збільшення коефіцієнта теплопровідності та необхідності збільшення товщини стіни за умовами теплового захисту, а разом з тим – до збільшення міцності та відповідного зменшення товщини стіни з умов несучої здатності. Це дозволяє на основі використання залежностей (1) і (2) знайти оптимальну марку ніздрюватого бетону з умови рівності обох значень товщини.

Досліджені зовнішні несучі стіни житлових і громадських будівель, які складаються з внутрішньої штукатурки чи шпаклівка товщиною 10...20 мм, зовнішнього оздоблення товщиною до 10 мм та основної частини з ніздрюватого бетону, яка виконує несучі й огорожувальні функції. Товщина d основної частини стіни з ніздрюватого бетону визначається теплотехнічними вимогами та несучою здатністю простінка.

Теплотехнічний розрахунок стіни зводиться до визначення її товщини згідно з вимогами ДБН [5] з урахуванням опору теплопередачі ніздрюватого бетону за (1) та інших матеріалів за ДСТУ [4]. Несуча здатність стіни визначається стійкістю та міцністю простінка, який працює на позacentровий стиск. Враховуються навантаження від власної ваги стін, перекриття і покрівлі, корисні навантаження на перекриття, снігове навантаження на покрівлю, а також згинальний момент від ексцентричного обпирання перекриття над простінком. Залежно від призначення, конструкції та поверховості будівлі, погонне навантаження на простінок може сягати 100 кН/м. В якості прикладу на рисунку 3 наведені результати визначення оптимальної марки ніздрюватого бетону для стін триповерхової громадської будівлі із залізобетонними перекриттями прольотом 6 м з корисним навантаженням 4 кПа. При відношенні ширини кімнати до ширини вікна $a/b=3$ погонне навантаження на найбільш навантажений простінок першого поверху дорівнює 230 кН/м.

Залежності необхідної товщини стіни від марки за середньою густиною наведені на рисунку 3. Верхня зростаюча крива відповідає першій температурній зоні України з $R_0 = 3,3 \text{ м}^2 \times \text{К/Вт}$, а нижня – другій температурній зоні з $R_0 = 2,8 \text{ м}^2 \times \text{К/Вт}$. Спадаюча крива відображає товщину, необхідну з умови забезпечення несучої здатності простінка.

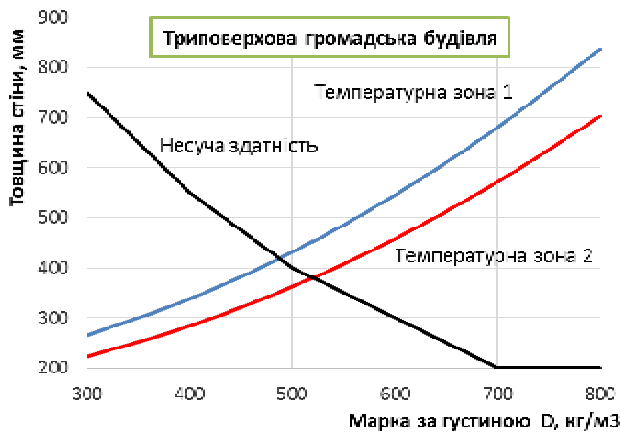


Рисунок 3 – Залежності товщини стіни від марки ніздрюватого бетону за середньою густиною

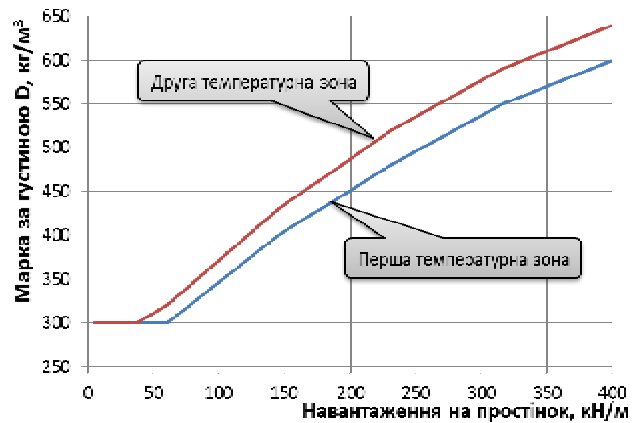


Рисунок 4 – Оптимальна густина ніздрюватих бетонів залежно від навантаження на простінок

Оптимальні значення середньої густини визначається з рисунка 3 за точками перетину кривих, що відображають товщину стіни з умов теплової ізоляції та несучої здатності. Для розглянутої будівлі отримуємо густину 480 кг/м^3 для першої температурної зони та 520 кг/м^3 для другої, що дозволяє рекомендувати ніздрюватий бетон стандартної марки D 500.

При пошуку оптимальних марок ніздрюватих бетонів для стін різних будівель враховані характерні для житлових та офісних будівель геометричні розміри й конструкції стін і перекриттів, а також навантаження перекриття й покрівлі. З урахуванням найбільших та найменших можливих значень врахованих факторів при висоті будівель від одного до п'яти поверхів сумарне навантаження на 1 погонний метр простінку нижнього поверху може змінюватися від $Q=5 \text{ кН/м}$ до $Q=400 \text{ кН/м}$.

Отримані в результаті розрахунків за описаною методикою залежності оптимальної густини ніздрюватого бетону від сумарного погонного навантаження на простінок наведені на рисунку 4. При навантаженнях до $70\dots 80 \text{ кН/м}$ оптимальною є найменша з проаналізованих марок D 300, а збільшення навантаження на простінок до 400 кН/м обумовлює зростання оптимального значення середньої густини до 600 кг/м^3 . Оптимальні значення густини для першої та другої температурної зони відрізняються не більше, ніж на 40 кг/м^3 , тобто не виходить за межі кроку зміни марок за густиною.

Таким чином, оптимальна марка за середньою густиною ніздрюватого бетону для стін цивільних будівель може бути визначена з умови рівності товщин стіни, визначених за теплотехнічними вимогами та за несучою здатністю. Отримані графіки дозволяють обрати оптимальну марку ніздрюватого бетону для конкретної будівлі залежно від температурної зони та величини сумарного погонного навантаження на простінок.

Список літератури

1. ДСТУ Б В.2.7-137:2008. Блоки з ніздрюватого бетону стінові дрібні. Технічні умови. – К., 2008. – 16 с.
2. ДСТУ Б В.2.7-45:2010. Бетони ніздрюваті. Загальні технічні умови. – К., 2010. – 41 с.
3. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К., 2011. – 97 с.
4. ДСТУ Б В.2.6-189:2013. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель – К.: 2013 – 52 с.
5. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – К., 2017. – 31 с.

ЕФЕКТИВНІСТЬ ВИКОРИСТАННЯ ЗВАРНИХ ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ КОЛОН ДВОТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ

Ю.Ю. Плис, *магістрантка гр. БІ-17 М*
 Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, *д.т.н., професор*
Центральноукраїнський національний технічний університет

В конструкціях виробничих і громадських будівель використовуються центрально стиснуті сталеві колони двотаврового перерізу [1]. Прокатні двотаври колонного типу є найпростішим і достатньо технологічним конструктивним рішенням, але вони можуть бути неефективними унаслідок великої товщини полицок і стінки та обмеженості сортаменту. Більш економічні перерізи можна отримати при використанні зварних двотаврових колон, методика та результати розрахунків яких для різних комбінацій висоти й навантаження на колону викладені в роботі [2].

У даній роботі виконане техніко-економічне порівняння зварних та прокатних колон двотаврового перерізу з метою розмежування області їх раціонального використання.

У якості вихідних даних використані результати підбору перерізів зварних колон, описані в [2], а також аналогічні результати проектних розрахунків колон з прокатних двотаврів, отримані в роботі [3]. В обох випадках згідно з вказівками ДБН [4] використана сталь класу С 235. З наявних даних вибрані перерізи, їх площі та витрати сталі для на колони для співпадаючих комбінацій прольоту й навантаження. Розглядаються колони висотою від 2 м до 16 м під навантаженнями від 500 кН до 4000 кН. Замість 72 можливих комбінацій висоти й навантаження порівнювалися 53 пари колон, що лімітується межами можливого використання прокатних колон унаслідок обмеженості сортаменту двотаврів колонного типу (при великих значеннях висоти й навантаження найбільший прокатний двотавр 40К5 не має достатньої несучої здатності і прокатна колона не може бути використана).

Вартість зварних і прокатних колон визначена за методикою [5] з урахуванням вартості матеріалів, виготовлення та монтажу колон. Аналіз показав, що вартість монтажу складає від 1,1% до 3,9% повної вартості колон, а вирішальну частку заводської вартості становить вартість сталі. Тому повна вартість колон практично пропорційна витратам сталі та площі поперечного перерізу.

Залежність вартості зварних колон від висоти й навантаження наведена на рисунку 1. Вартість колон цілком логічно зростає при збільшенні навантаження та висоти, але при великих висотах і малих навантаженнях вартість мало залежить від навантаження. Це пояснюється тим, що при великих розрахункових довжинах і малих навантаженнях колони підбиралися не за критерієм стійкості, а за граничною гнучкістю і тому мають однаковий переріз, незалежний від навантаження. При подальшому збільшенні навантаження переріз починає зростати і відповідним чином збільшується вартість колон.

Отримана залежність вартості колони від її висоти L в метрах та навантаження N в кілоньютонах описана аналітичним виразом

$$C = (0,626 L^2 + 11,5 L) \times (0,066 N + 43,1) - 861 \text{ грн}, \quad (1)$$

параметри якого підібрані методом найменших квадратів [6] у середовищі Microsoft Excel з використанням функції "пошук рішення". Формулу (1) можна використовувати лише для орієнтовного прогнозування вартості зварних двотаврових колон до початку їх проектування, оскільки її похибки можуть сягати 15...20%, а поблизу зони підбору перерізів за граничною гнучкістю вартість може занижуватися до 30%.

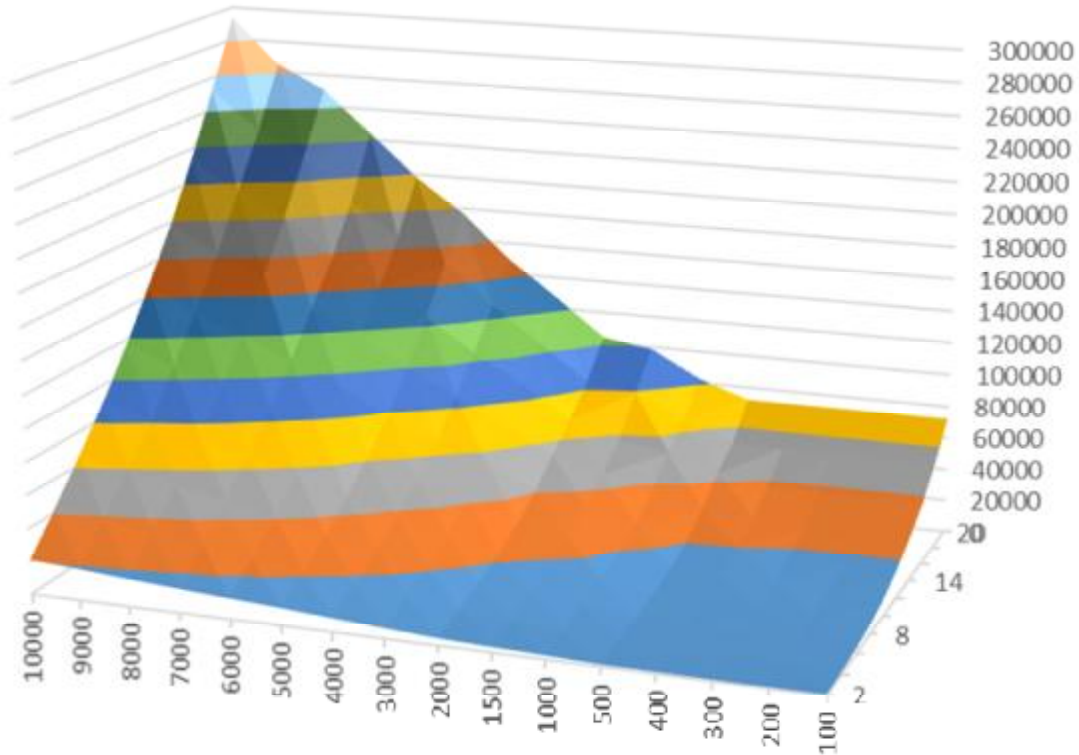


Рисунок 1 – Залежність вартості зварних колон від висоти та навантаження

За даними [2, 3] сформована таблиця 1, у якій зведені відсотки економії вартості при заміні прокатних колон зварними. По суті вона відображає залежність відсотків економії від висоти й навантаження на колони. Роздільне відображення залежностей відсотка економії від висоти й навантаження на колони наведено на графіках з рисунках 2.

Таблиця 1 – Відсотки економії вартості при заміні прокатних колон зварними

N кН	Відсотки економії при висоті колони (в метрах)							
	2	4	6	8	10	12	14	16
500	46,7	34,0	21,3	31,0	39,7	42,3	42,1	65,4
1000	2,4	12,3	11,3	23,7	35,2	38,9	42,6	57,8
1500	1,9	11,3	11,6	14,7	11,5	22,5	50,2	54,2
2000	-5,0	0,2	4,4	6,4	21,8	24,0	50,4	46,0
3000	-3,1	3,2	9,5	15,6	25,1	29,2		
4000	8,9	4,1	18,1	13,2	21,9			
5000	3,4	2,8	15,5	25,9	22,0			
6000	5,5	1,4	13,6	9,1				
7000	8,8							

Економія вартості при переході від прокатних до зварних колон змінюється в межах: від – 5,0% до +65,4%, досить системно зростає при збільшенні висоти колони та має тенденцію до зниження при збільшенні навантаження, що видно з графіків рисунка 2. Такі залежності можна пояснити раціональністю використання прокатних колон при великих навантаженнях та зниженням їх ефективності при зростанні гнучкості та зменшенні навантаження. В останньому випадку компактність перерізу прокатних колон призводить до зменшення радіусів інерції та відповідно – коефіцієнтів стійкості для прокатних колон порівняно з більш тонкостінними зварними колонами.

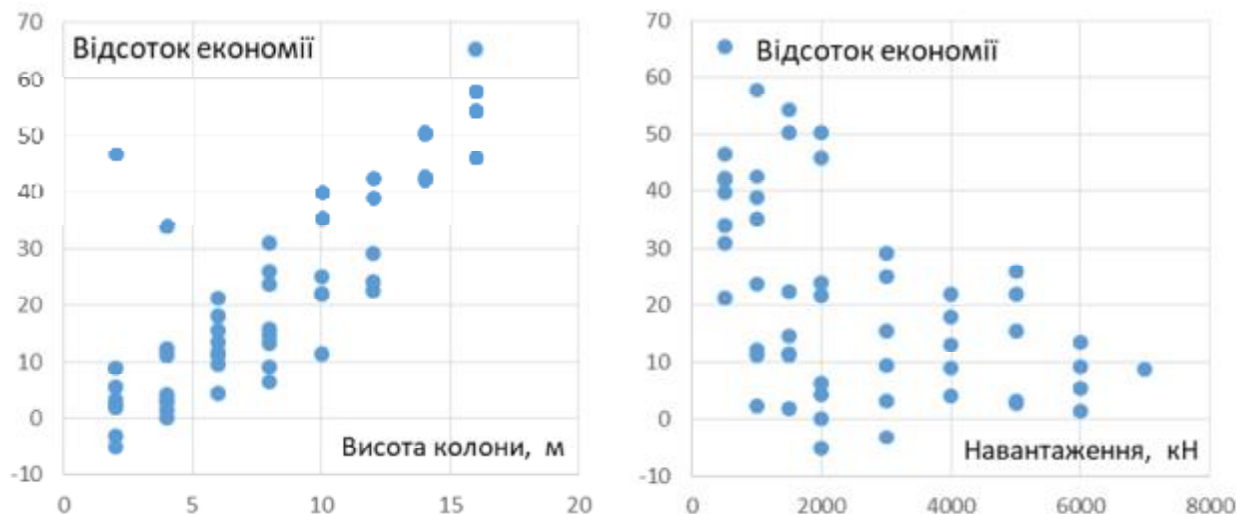


Рисунок 2 – Залежності відсотків економії від висоти та навантаження на колону

Шляхом інтерполяції даних таблиці 1 встановлені та зображені на рисунку 2 ізолінії, які відповідають відсоткам економії 5%, 10% і 20%. Наведені ізолінії розмежують зони з комбінаціями висоти й навантаження на колони, при яких спостерігаються різні відсотки економії вартості зварних колон порівняно з прокатними.

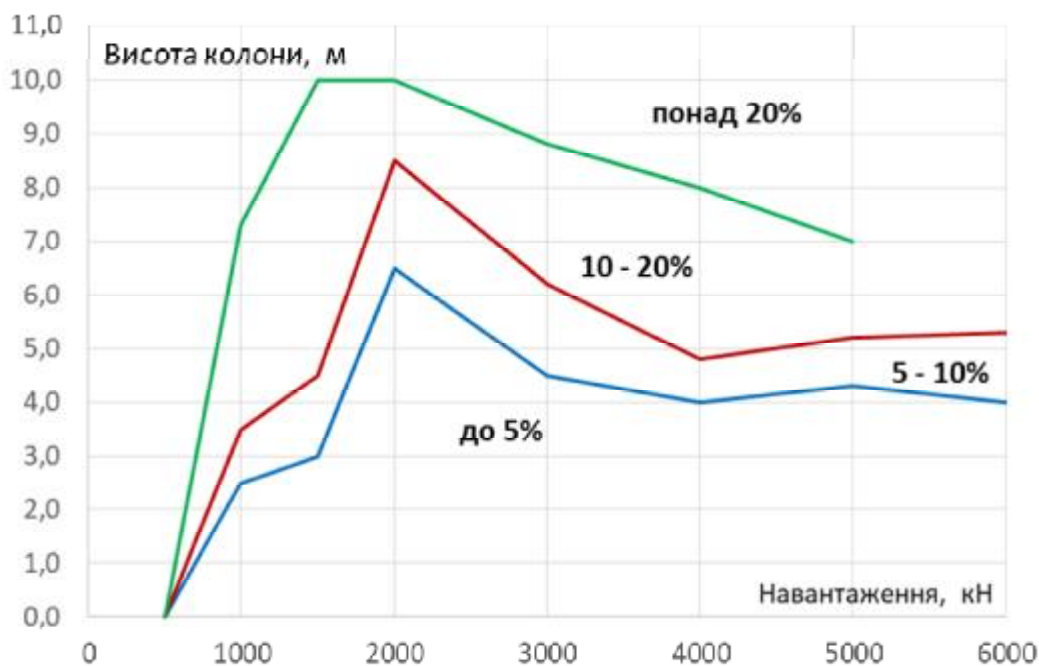


Рисунок 3 – Розмежування областей раціонального використання зварних і прокатних двотаврових колон

З таблиці 1 та рисунка 3 видно, що перехід від прокатних колон до зварних у деяких випадках може дати економію порядку 50%. У двох випадках з 53 розглянутих зварні колони виявилися дорожчими, ніж прокатні, а для частини розрахункових випадків спостерігається незначний економічний ефект:

- подорожчання – 2 випадки або 4%;
- до 5% економії – 9 випадків або 17%;
- від 5% до 10% економії – 6 випадків або 11%;
- від 10% до 20% економії – 11 випадків або 21%;
- понад 20% економії – 25 випадків або 47%.

Для більшості комбінацій навантаження й довжини колони економічний ефект від переходу на зварні двотаври перевищує 10%, що підтверджує ефективність зварних колон. Економія,

менша за 10%, може бути сумнівною, тому що вартість виготовлення і монтажу колон може змінюватися залежно від реальних технологічних можливостей конкретного заводу металевих конструкцій та будівельної організації, яка здійснює монтаж. Наприклад, наявність чи відсутність автоматичного зварювання поясних швів, реальна вартість експлуатації монтажних кранів, а також інші технологічні та організаційні фактори.

Орієнтовний вибір типу колони можна здійснювати за рисунком 3 згідно з такими рекомендаціями:

- при економії до 5% краще проектувати прокатні колони унаслідок їх технологічної простоти та швидкості виготовлення;
- при економії понад 20% слід проектувати зварні колони, які будуть явно дешевшими від прокатних;
- при економії від 5% до 20% при виборі типу колон слід урахувати можливість закупівлі листового чи фасонного прокату, реальні технологічні можливості виробника конструкцій та інші фактори.

При виборі типу колони слід також мати на увазі, що графік з рисунка 3 є орієнтовним і носить рекомендаційний характер. Реальні співвідношення вартості зварних і прокатних колон можуть змінюватися залежно від реальних технологічних можливостей виробника, монтажної організації, місцевої виробничої бази, організаційних та інших умов.

Список літератури

1. Клименко Ф. С., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.С Клименка : Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
2. Плис Ю.Ю. Автоматизація розрахунків зварних центрально стиснутих колон у середовищі Microsoft Excel та аналіз їх параметрів // Досвід впровадження в навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – С. 97-101.
3. Ярощук І.К. Дослідження меж раціонального використання та вагових характеристик центрально стиснутих колон суцільного перерізу : Кваліфікаційна магістерська робота. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. - 155 с.
4. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
5. Пашинський В.А., Харченко І.В. Укрупнені розцінки на зварні сталеві двотаври для автоматизації варіантного проектування // Досвід впровадження в навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – С. 643-651.
6. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. – М.: Наука. – 1969. – 576 с.

РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ТЕМПЕРАТУРИ ҐРУНТУ

К.М. Процик, магістрантка гр. БІ-17М

Науковий керівник – В. А. Пашинський, д.т.н., професор
Центральноукраїнський національний технічний університет

Аналіз температури ґрунту на глибинах виконано за методикою, розробленою в [1], та результатами метеорологічних спостережень на 12-ти метеостанціях з різних регіонів України. База метеорологічних даних для цих метеостанцій сформована й описана в [2]. За даними кожної метеостанції обчислені розрахункові значення мінімальної та максимальної температури повітря, температури на поверхні ґрунту, а також на глибинах 0,2...3,2 м для періодів повторюваності від 20 до 200 років.

Закономірності зміни розрахункових температур ґрунту проаналізовані в статті [1] на прикладі метеостанції Ново-Миргород Кіровоградської області. За даними цієї та інших метеостанцій встановлено, що завдяки незначній мінливості температури в глибині ґрунтового масиву розрахункові значення слабо залежать від їх періоду повторюваності, але істотно змінюються з ростом глибини. Тому подальший аналіз та узагальнення виконані для розрахункових значень температури ґрунту з періодом повторюваності 100 років, близьким до найбільшого рекомендованого нормами [3] терміну експлуатації споруд $T_{ef} = 120$ років. На глибині 0,2 м і більших відхилення розрахункових значень мінімальної та максимальної температури ґрунту, що відповідають іншим періодам повторюваності, від прийнятих значень не перевищують 1°C .

Зміни розрахункових значень мінімальної (холодної) та максимальної (теплої) температури ґрунту по глибині для метеостанції Ново-Миргород зображені на рисунку 1. Починаючи з глибини 0,2 м, ці залежності мають експонентоподібний характер, але температура поверхні ґрунту (на глибині 0,0 м) сильно відрізняється від температур на більших глибинах за рахунок безпосереднього контакту з повітрям та впливу сонячної радіації. При зростанні глибини спостерігається зближення мінімальних та максимальних розрахункових значень, що характерно також для середніх температур ґрунту.

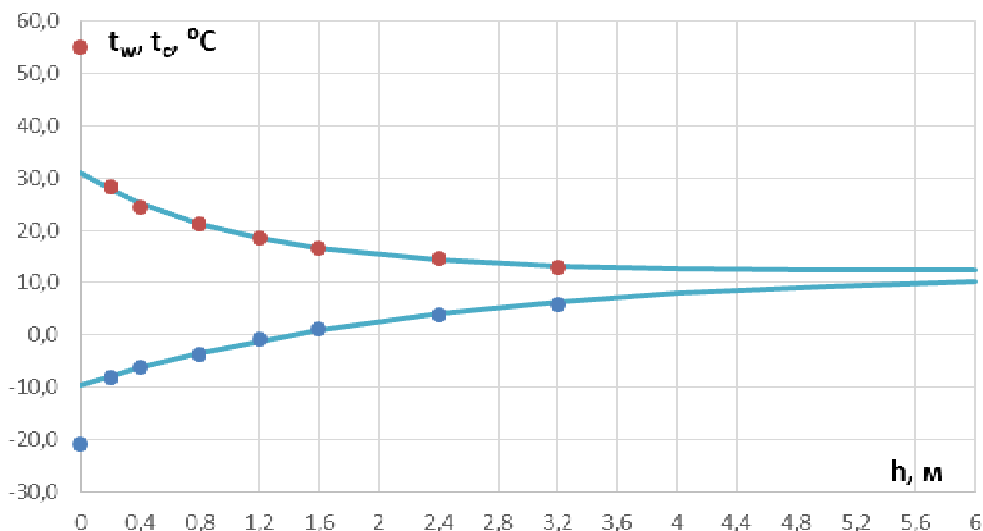


Рисунок 1 - Залежності розрахункових температур ґрунту від глибини для метеостанції Ново-Миргород

Залежності прийнятих розрахункових значень температури ґрунту від глибини (починаючи з 0,2 м і глибше) описані аналітичними виразами

$$t_c = a_c \exp(b_c h) + t_0; \quad (1)$$

$$t_w = a_w \exp(b_w h) + t_0, \quad (2)$$

де t_c і t_w – розрахункові значення мінімальної (холодної) та максимальної (теплої) температури ґрунту на глибині h ;

a_c , a_w , b_c , b_w – коефіцієнти, встановлені методом найменших квадратів;

t_0 – спільний для формул (1) і (2) параметр, рівний температурі стабілізації на глибині.

Коефіцієнти формул (1) і (2) визначалися з урахуванням розрахункових температур ґрунту на глибині 0,2 м і більше за методом найменших квадратів [3] шляхом мінімізації суми квадратів відхилень теоретичних значень (1) і (2) від фактичних даних. Для цього використана функція Microsoft Excel "Пошук рішення". Урахування в обох формулах (1) і (2) спільного коефіцієнта t_0 забезпечує асимптотичне наближення мінімальних і максимальних розрахункових значень температури ґрунту до одного й того ж значення температури стабілізації на великій глибині. Результати визначення коефіцієнтів для усіх 12-ти розглянутих метеостанцій наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Коефіцієнти формул (1) і (2) для метеостанцій України

Метеостанції України	a_c	b_c	a_w	b_w	t_0
Артемівськ	-21,0	-0,35	19,8	-1,20	13,8
Бережани	-19,4	-0,28	16,4	-1,05	13,0
Керч	-19,1	-0,27	18,6	-0,89	16,2
Ковель	-25,4	-0,25	18,5	-2,27	18,5
Луганськ	-24,3	-0,40	23,7	-0,90	14,1
Міжгір'я	-7,9	-1,63	21,2	-0,41	4,2
Новоград-Волинський	-16,1	-0,09	19,3	-1,70	14,4
Ново-Миргород	-21,8	-0,40	18,7	-0,92	12,2
Одеса	-22,1	-0,27	16,3	-0,66	15,6
Полтава	-23,5	-0,36	18,6	-0,98	13,2
Херсон	-23,4	-0,24	17,6	-1,09	17,2
Чернігів	-17,4	-0,13	13,8	-1,01	14,7

З таблиці видно, що за винятком розміщеної в гірському регіоні метеостанції Міжгір'я, температура ґрунту на глибині асимптотично наближається до величин 12...18°C. Середня температура стабілізації дорівнює 15°C, що загалом відповідає досить стабільній температурі повітря в глибоких печерах. Судячи з рисунка 1, стабілізація температури ґрунту проявляється на порівняно невеликих глибинах. Вже на глибині 6 м різниця між максимальним та мінімальним розрахунковими значеннями температури ґрунту не перевищує 2°C. Значення коефіцієнтів a_c та a_w також мають порівняно незначну територіальну мінливість, характер якої пов'язаний з відомою географічною мінливістю температури атмосферного повітря.

Список літератури

1. Процик К.М. Методика обчислення розрахункових значень температури ґрунту // Досвід впровадження в навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – С. 638-642.
2. Процик К.М. Електронна база даних і статистичні характеристики температури ґрунту на глибинах // Досвід впровадження в навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – С. 423-428.
3. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. – М.: Наука. – 1969. – 576 с.

АВТОМАТИЗОВАНА МЕТОДИКА РОЗРОБЛЕННЯ СОРТАМЕНТУ ЗВАРНИХ ДВОТАВРІВ

О.М. Соколов, магістрант гр. БІ-17М

Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, д.т.н., професор
Центральноукраїнський національний технічний університет

Використання прокатних двотаврів для виготовлення сталевих конструкцій є загально визнаним проектним рішенням. Попри їх технологічність, ефективність використання готових прокатних профілів знижується за рахунок можливості виникнення значних запасів міцності та перевитрат сталі, обумовлених великими кроками зміни характеристик існуючих сортаментів. В роботі [1] виконано статистичний аналіз даних сортаментів прокатних двотаврів балкового типу з паралельними гранями полицок [2]. Встановлено, що крок зміни моменту опору відносно осі більшої жорсткості, який визначає запаси міцності балок, у середньому становить 18,1% і може сягати 34,1%. Крок зміни площі поперечного перерізу, яка визначає металоємність конструкцій, у середньому становить 10,8% і може сягати 20,8%. Саме ці досить великі значення відображають можливі перевитрати сталі при проектуванні балок. Неможливість придбання усіх типорозмірів прокатних двотаврів, вказаних в сортаменті [2], призводить до ще більшого зростання перевитрат сталі унаслідок їх заміни більшими профілями.

Метою даної роботи є розроблення більш детального сортаменту зварних двотаврів, аналогічних за характеристиками прокатним двотаврам балкового типу з паралельними гранями полицок, який забезпечить можливість більш точного підбору перерізів згинаних елементів і дозволить за рахунок цього зменшити витрати сталі на балкові конструкції.

Зварні двотаври з нового сортаменту доцільно проектувати геометрично подібними до добре оптимізованих перерізів прокатних двотаврів. З цією метою досліджені залежності між геометричними характеристиками двотаврів балкового типу з сортаменту [2]. На рисунку 1 наведені залежності висоти H та ширини полицок B прокатних двотаврів від їх площі поперечного перерізу. З аналізу виключені двотаври 100 Б3 і 100 Б4, характеристики яких істотно відрізняються від усіх інших профілів.

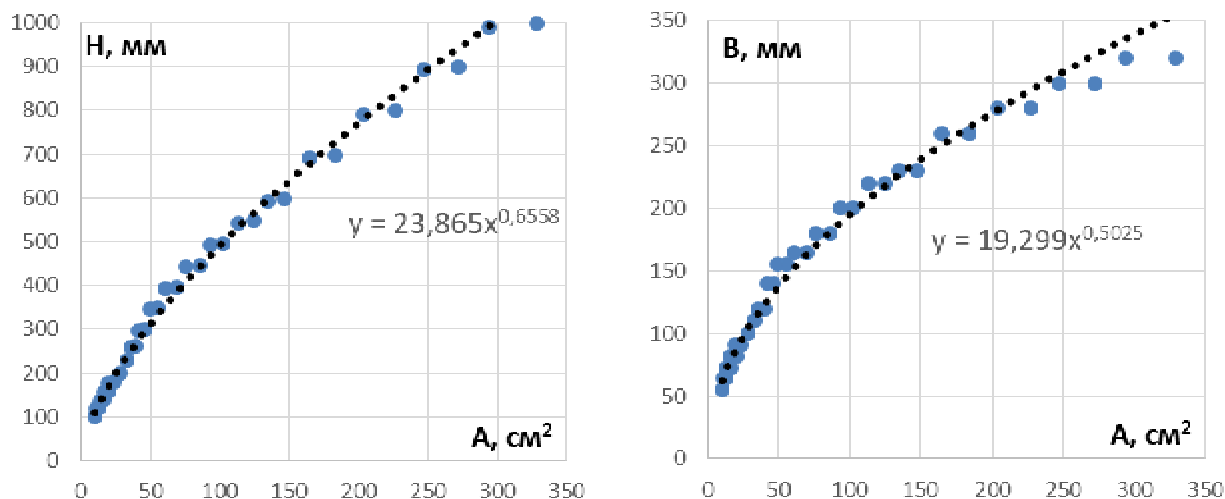


Рисунок 1 – Залежності висоти H і ширини полицки B прокатних двотаврів балкового типу від площі перерізу A

Залежності між геометричними характеристиками поперечних перерізів, наведені на рисунку 1, досить добре описуються ступеневими функціями виду:

$$\text{для висоти двотавра} - H = 23,9A^{0,66}; \quad (1)$$

$$\text{для ширини полицки} - B = 19,3A^{0,50}. \quad (2)$$

Сортамент зварних двотаврів доцільно розробити таким, щоб крок зміни площі поперечного перерізу Δ (у відсотках) був приблизно постійним по усій лінійці профілів. Тоді площа перерізу кожного наступного $i+1$ -шого профілю повинна дорівнювати

$$A_{i+1} = A_i (1 + D/100). \quad (3)$$

З урахуванням залежностей (1), (2) і (3) можна сформулювати викладений нижче алгоритм розроблення зварних двотаврових профілів балкового типу.

1. Задається площа перерізу найменшого, першого двотавра A_1 .
2. З урахуванням бажаної площі перерізу за формулами (1) і (2) визначаються рекомендовані значення висоти двотавра H та ширини його полицки B .
3. Встановлюється повна висота двотавра H , близька до рекомендованої за (1), з округленням до 1...5 см залежно від висоти профілю.
4. З урахуванням стандартної товщини листового прокату за сортаментом [3] та округлення ширини полицки до 1 см задаються розміри елементів перерізу: t – товщина полицки; s – товщина стінки; $h = H - 2 \cdot t$ – висота стінки.
5. За відомими формулами опору матеріалів [4] обчислюються геометричні характеристики отриманого перерізу, які необхідні для проектування балок та наведені в сортаменті [2].
6. Згідно з вимогами норм [5] виконуються перевірки місцевої стійкості стиснутої полицки та стінки з урахуванням можливої дії локальних навантажень на стінку.
7. Товщина стінки, ширина й товщина полицок коригуються таким чином, щоб фактична площа перерізу була близькою до обчисленої за формулою (3) і при цьому виконувалися вимоги до місцевої стійкості стінки та полицки.
8. За формулою (3) визначається бажана площа перерізу наступного профілю і здійснюється перехід до пункту 2 для його проектування.

Розрахунки показали, що при заданому крокові приросту площі перерізу $\Delta = 5\%$ та початковій площі $A_1 = 10 \text{ см}^2$, близькій до площі двотавра 10 Б1, площа перерізу найбільшого прокатного двотавра 100 Б4 $A = 400,6 \text{ см}^2$ перевищується 77-мим профілем, який повинен мати висоту $H = 127 \text{ см}$ та ширину полицок $B = 38 \text{ см}$. Сортамент із 100 зварних профілів буде охоплювати площі перерізів 10...1250 см^2 при висоті 10...266 см.

Розроблений алгоритм реалізовано в програмному середовищі Microsoft Excel, що дозволяє в інтерактивному режимі розробляти сортаменти зварних двотаврових профілів балкового типу із заданим кроком зміни площі поперечного перерізу. Для розроблення сортаменту зварних двотаврів інших типів (наприклад, аналогічних колонним прокатним двотаврам чи двотаврам з широкими полицками) достатньо побудувати залежності (1) і (2) для двотаврів цих типів, внести відповідні зміни в розрахунковий бланк Microsoft Excel та виконати компонування необхідної кількості перерізів.

Список літератури

1. Соколов О.М. Аналіз геометричних характеристик прокатних двотаврів. / Наука – виробництву, 2017. Збірник студентських та магістерських тез доповідей наукових досліджень за підсумками проведення "Дня науки- 2017". [Електронне видання]. – Кропивницький, 2017. – С.101-104.
2. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент.
3. ГОСТ 82-70 (СТ СЭВ 2884-81). Прокат сталевий гарячекатаний широкосмуговий універсальний.
4. Писаренко Г.С. Опір матеріалів: Підручник // Г.С. Писаренко, О.Л. Квітка, Е.С. Уманський; За ред. Г.С. Писаренка. – 2-ге вид., доповн. і переробл. – к.: Вища школа, 2004 – 655 с.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014.

АВТОМАТИЗОВАНЕ ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ БАЛОК З ПЕРФОРОВАНИМИ СТІНКАМИ

О.В. Тімченко, *магістрантка*

Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, *д.т.н., професор*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Одним із шляхів підвищення ефективності конструкцій покрить і перекрить є використання сталевих балок з перфорованою стінкою. Вони виготовляються з прокатних двотаврів, але мають більшу висоту і при цьому менші витрати сталі на стінки, ніж вихідні прокатні балки. Конструкції таких балок описані в науковій і навчальній літературі [1, 2, 3, 4], а їх загальний вигляд і принцип формоутворення відображені на рисунку 1.

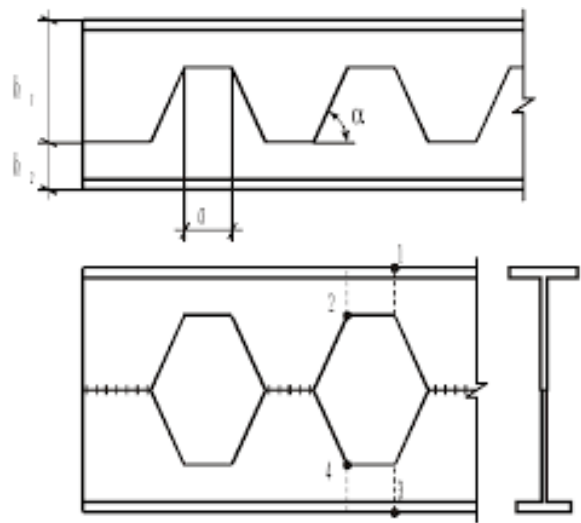


Рисунок 1 – Загальний вигляд і схема формоутворення балки з перфорованою стінкою

Особливості проектування балок з перфорованою стінкою регламентовані в розділі 23 ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції" [5]. Важливим і недостатньо дослідженим питанням, не висвітленим в технічній літературі, залишається залежність металоємності балок з перфорованою стінкою від основних конструктивних параметрів (прольоту та навантаження). Окрім того, потребує дослідження область можливого і раціонального використання балок з перфорованою стінкою, яку можна виявити шляхом порівняння з прокатними та зварними сталевими балками.

В основу алгоритму автоматизованого проектування покладена методика перевірки несучої здатності балок з перфорованими стінками, регламентована ДБН [5]. Реалізовано варіант розрахунку балки з симетричним перерізом, схема якої з позначенням необхідних розмірів наведена на рисунку 2.

Перевірка нормальних напружень виконується двох критичних точках, які відображають напружений стан полочки та стінки, за формулами:

$$\text{для грані полочки – точки 1, 3} \quad - \quad \frac{g_n M h_o}{2R_y g_c I_o} + \frac{g_n Q a}{4R_y g_c W_n} \leq 1; \quad (1)$$

$$\text{для грані стінки – точки 2, 4} \quad - \quad \frac{g_n g_u M d}{R_u g_c I_o} + \frac{g_n g_u Q a}{4R_u g_c W_c} \leq 1. \quad (2)$$

де M – згинальний момент в перерізі точок 1-3 за (8);

- Q – поперечна сила в перерізі точок 2-4 за (7);
 h_o – висота перерізу балки з отвором за рисунком 2;
 W_n – момент опору тавра для грані полицки (точки 1, 3);
 W_c – момент опору тавра для грані стінки (точки 1, 3);
 I_o – момент інерції двотавра в перерізі з отвором;
 R_y – розрахунковий опір сталі за границею текучості з таблиці Г.2 ДБН [5];
 R_u – розрахунковий опір сталі за границею міцності з таблиці Г.2 ДБН [5];
 γ_n – коефіцієнт відповідальності за ДБН [6];
 γ_c – коефіцієнт умов роботи з таблиці 5.1 ДБН [5];
 $\gamma_u = 1,3$ – коефіцієнт надійності за матеріалом в розрахунках за тимчасовим опором з [5].

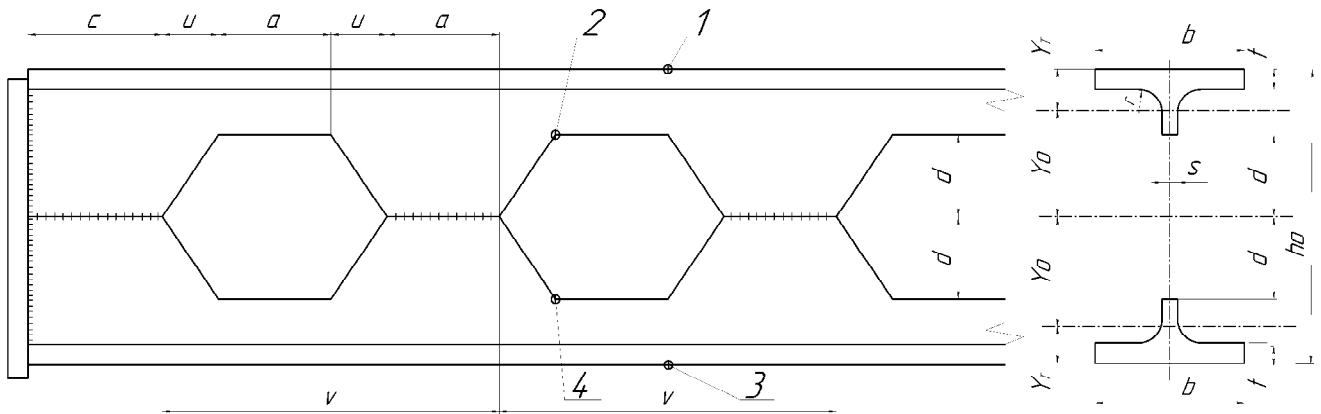


Рисунок 2 – Конструктивна схема симетричної балки з перфорованою стінкою.

Перевірка дотичних напружень в приопорній зоні виконується за формулою

$$\frac{g_n Q_o v}{2R_s g_c s a Y_o} \leq 1. \quad (3)$$

де Q_o – поперечна сила в приопорній зоні за (7) при $X = c + s - 0,5a$;

Y_o – координата центра ваги тавра за рисунком 2;

v, s, a – розміри згідно з рисунком 2;

$R_s = 0,58R_y$ – розрахунковий опір зрізу за [5].

З урахуванням вимог [5] перевірку жорсткості балки доцільно виконувати за наближеною формулою, яка враховує вказівку пункту 23.6 ДБН [5] щодо множення моменту інерції перерізу з отвором на коефіцієнт 0,95:

$$\frac{f}{L} = \frac{M_e L}{9,5E I_o} \leq \left[\frac{f}{L} \right]. \quad (4)$$

де M_e – найбільше експлуатаційне розрахункове значення згинального моменту;

L – проліт балки;

$[f/L]$ – гранично допустиме значення прогину за стандартом [7];

$E = 20600 \text{ кН/см}^2$ – модуль пружності сталі.

Місцева стійкість стінки стиснутого тавра в зоні отвору перевіряється за формулою

$$\frac{h_{ef}}{s} = \frac{h_r - t - r}{s} \leq (0,4 + 0,07\bar{I}) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b}{h_r - t - r}} \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5)$$

де $\bar{I} = 1,4$ – умовна гнучкість стиснутого тавра;

розміри перерізу позначені на рисунку 2.

Поперечні ребра жорсткості у проміжках між отворами можна не встановлювати, якщо умовна гнучкість стінки задовольняє нерівність

$$\frac{h_{ef}}{s} = \frac{h_o - 2t - 2r}{s} \leq 2,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (6)$$

де $E=20600$ кН/см² – модуль пружності сталі;
 h_o, t, r, s – розміри перерізу за рисунком 2.

Необхідні для виконання описаних розрахунків значення згинальних моментів і поперечних сил в усіх розрахункових перерізах балки визначаються за схемою балки на двох шарнірних опорах прольоту L з граничним розрахунковим значенням погонного навантаження q . Для відомих координат початку X_{ni} та кінця X_{ki} і-того отвору (лівої та правої грані і-того отвору) поперечна сила та згинальний момент дорівнюють

$$Q_i = \frac{qL}{2} - q X_{ni} = q \left(\frac{L}{2} - X_{ni} \right); \quad (7)$$

$$M_i = \frac{qL X_{ki}}{2} - \frac{q X_i^2}{2} = \frac{q X_{ki}}{2} (L - X_{ki}). \quad (8)$$

де q – граничне розрахункове значення погонного навантаження на балку;
 L – проліт балки;

X_{ni} та X_{ki} – координати початку та кінця і-того отвору, які визначаються за формулами:

для першого отвору $X_{n1} = c + u;$ (9)
 $X_{k1} = c + u + a;$

для наступних отворів $X_{ni} = X_{ni-1} + s;$ (10)
 $X_{ki} = X_{ki-1} + s.$

Перевірки за формулами (1)...(6) та обчислення внутрішніх зусиль за формулами (7)...(10) реалізовані в середовищі Microsoft Excel у формі робочого аркуша з занесеними розрахунковими формулами, що дозволило автоматизувати розрахунки балок з перфорованою стінкою та виконати їх експериментальне проектування при різних комбінаціях прольоту й погонного навантаження. Форма розрахункового аркуша Excel зображена на рисунку 3.

Рисунок 3 – Розрахунковий бланк для проектування балок з перфорованою стінкою

У верхній зоні аркуша, в рядках 2 і 3 наведені результати розрахунку, які дозволяють формувати зведені таблиці на інших аркушах, копіюючи рядок 3. У помічені зеленим кольором комірки рядків 5...7 вводяться загальні вихідні дані, а в комірки А 10...G 10 копіюються характеристики поперечного перерізу вихідного прокатного двотавра з сортаменту, наведеного з правого боку аркуша (в комірках К 13...Q 13 і нижче). В комірки В 14...Е 14 вводяться прийняті розміри отворів у стінці балки за автоматично обчисленими рекомендованими значеннями з комірок В 13...I 13. При цьому необхідно слідкувати, щоб обчислена в комірці F 14 довжина приопорної зони була не меншою за 250 мм, як цього вимагає пункт 23.4 ДБН [5]. За введеними

даними та наведеними вище формулами автоматично виконуються розрахунки в комірках, розташованих нижче рядка 16.

Розроблений розрахунковий бланк дозволяє запроєктувати балку з перфорованою стінкою, змінюючи вихідний двотавр та розміри отворів. При цьому контролюються результати перевірок в комірках I 6, F 14, H 17, H 18, H 23, I 23, I 24.

Експериментальне проектування балок з перфорованими стінками виконане для прольотів 6, 12, 18, 24, 30 м та погонних навантажень 5, 25, 50, 75, 100, 125 150 кН/м. Вихідними профілями були прокатні балки з паралельними гранями полицок типу "Б" із сталей класів міцності С 255, С 285, С 345, С 375. Зі 140 можливих комбінацій вказаних параметрів запроєктовано 102 балки з перфорованою стінкою, для яких використані вихідні двотаври від 14Б2 з площею перерізу 16,4 см² до 100Б4 з площею перерізу 400,6 см². При великих прольотах і навантаженнях балки запроєктувати неможливо, оскільки для забезпечення їх несучої здатності не вистачає наявного сортаменту прокатних профілів. Виявилось, що балки з перфорованою стінкою, виконані з найбільшого в сортаменті двотавра балкового типу 100Б4, можуть працювати при прольотах до 30 м під навантаженням до 30 кН/м та витримувати навантаження до 800 кН/м при прольоті 6 м.

За результатами експериментального проектування встановлені залежності конструктивних параметрів, вагових характеристик і вартості балок з перфорованими стінками від їх прольоту та величини погонного навантаження. Висота запроєктованих балок отримана в середньому в 1,4 рази більшою від висоти вихідних двотаврів. Конструкція значної частини балок з перфорованою стінкою, особливо при великих прольотах і навантаженнях, передбачає установку в проміжках між отворами поперечних ребер жорсткості для забезпечення місцевої стійкості стінки.

Важливою ваговою характеристикою є також конструктивний коефіцієнт маси, який обчислено для усіх запроєктованих балок як відношення повної маси балки до маси вихідного двотавра з довжиною, рівною прольоту балки. Невеликий діапазон зміни конструктивних коефіцієнтів маси в межах від 0,065 до 1,095 дозволяє встановити єдине значення конструктивного коефіцієнта маси для балок з перфорованою стінкою, рівне 1,1 та використовувати його для практичних розрахунків витрат сталі на балки. Для цього необхідно перемножити масу одного погонного метра вихідного двотавра за сортаментом на проліт балки і на конструктивний коефіцієнт.

Залежності погонної маси балок від прольоту L (у м) та навантаження q (в кН/м) описані аналітичними виразами, параметри яких визначені за методом найменших квадратів [8] з використанням функції Microsoft Excel "Пошук рішення":

$$\text{для сталі С 255} \quad g_{255} = 3,14 L - 0,36 q + 0,17 L q - 8,8; \quad (11)$$

$$\text{для сталі С 285} \quad g_{285} = 3,28 L - 0,30 q + 0,15 L q - 9,5; \quad (12)$$

$$\text{для сталі С 345} \quad g_{345} = 3,22 L - 0,34 q + 0,15 L q - 8,5; \quad (13)$$

$$\text{для сталі С 375} \quad g_{375} = 3,27 L - 0,32 q + 0,14 L q - 9,0. \quad (14)$$

Відхилення погонної маси балок, обчисленої за формулами (11)...(14), від фактичних значень у більшості випадків знаходяться в межах $\pm 10\%$ і не перевищують 20%. Формули (11)...(14) можна використовувати для наближеного оцінювання витрат сталі на балки та навантаження від власної ваги балок у процесі їх проектування.

Отримані дані дозволили також отримати відносну вагу балок, виражену у відсотках від заданого навантаження на балку. Аналіз показав, що відносна вага балок з перфорованою стінкою змінюється в дуже широких межах: від 1% при малих прольотах і великих навантаженнях до 22% при великих прольотах і малих навантаженнях на балку. Ці результати вказують на недопустимість урахування власної ваги балок у розмірі 2...3% від навантаження на балку, як рекомендовано в навчальній літературі, та на необхідність більш точного урахування власної ваги балок з перфорованими стінками у процесі їх проектування.

Незначні зміни відносної ваги при зміні класу міцності сталі дозволили за даними для найбільш вживаних сталей С 255 та С 285 встановити єдину аналітичну залежність відносної ваги балок з перфорованою стінкою від прольоту та погонного навантаження на балку

$$p = 0,16 L + \frac{3,22 L}{q} - \frac{9,08}{q} - 0,32 \% . \quad (15)$$

При проектуванні балок з перфорованою стінкою необхідно граничне та експлуатаційне розрахункові значення сумарного навантаження на балку збільшувати на відсоток, рівний p , тобто множити навантаження на коефіцієнт $1 + p / 100$.

Висновки:

1. Розроблений бланк автоматизованого розрахунку в середовищі Microsoft Excel дозволив виконати експериментальне проектування балок з перфорованою стінкою при різних комбінаціях прольоту й навантаження.
2. За результатами експериментального проектування отримані та описані аналітичними виразами залежності маси одного погонного метра балок з перфорованою стінкою від прольоту й погонного навантаження для чотирьох класів міцності сталей.
3. Значення відносної ваги балок, рівної відсотку власної ваги балок від навантаження на балку, змінюються в межах від 0,5% до 22%, зростаючи з ростом прольоту та зі зменшенням навантаження на балку, і мало залежать від класу міцності сталі. Осереднена для найбільш популярних класів міцності сталей С 255 та С 285 залежність відносної ваги від прольоту й погонного навантаження на балку описана аналітичним виразом, який можна використовувати при визначенні навантаження у процесі проектування балок з перфорованою стінкою.
4. Конструктивний коефіцієнт маси, який враховує витрати сталі на ребра жорсткості та відходи виробництва, можна в запас надійності прийняти рівним 1,1.

Список літератури

1. Балки з перфорованою стінкою. [Електронний ресурс] Режим доступу: <http://um.co.ua/3/3-15/3-157370.html>
2. Дробязко Л.Е. Легкие конструкции сельскохозяйственных зданий. – К.: Будівельник, 1985. – 134 с.
3. Сахновский М.М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. – К.: Будівельник, 1984. – 160 с.
4. Руководство по проектированию стальных балок с перфорированной стенкой. – М.: ЦНИИПСК, 1978. – 27 с. [Електронний ресурс] Режим доступу: <https://dwg.ru/dnl/7748>
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014.
6. ДБН В.1.2-14-2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
7. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України, 2006.
8. Вентцель Е.С. Теория вероятностей / Е.С. Вентцель. – М.: Физматгиз, 1969. – 564 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ БЕЗКЛІНКЕРНИХ В'ЯЖУЧИХ РЕЧОВИН НА МІЦНІСТЬ БЕТОНУ

О.В. Берестенко, ст. гр.БІ-17М

Центральноукраїнський національний технічний університет

Проблема високої енергоємності промисловості будівельних матеріалів України, різко позначається на вартості найпопулярнішого в'язучого – портландцементу (ПЦ) і відкриває нові можливості підвищення ефективності будівництва за рахунок заміни цементу менш енергоємними в'язучими. У наш час, ключовими проблемами цементної промисловості є висока енергоємність виробництва основного компоненту портландцементу – клінкеру, відсутність у достатній кількості джерел сировинних матеріалів, необхідність тісної прив'язки цементних заводів до джерел сировини, забруднення навколишнього середовища шкідливими викидами. Значною мірою вирішити зазначені проблеми можна за рахунок застосування різноманітних безклінкерних в'язучих речовин, що не вимагають випалу при своєму виробництві, на основі місцевої сировини й промислових відходів, наявних у значних кількостях. До таких матеріалів відноситься сульфатно-шлакове в'язуче (СШВ) або Super Sulphate Cement SSC за Європейськими нормами. Виробництво цих в'язучих речовин відповідає сучасній тенденції розвитку будівельної індустрії і передбачає широке використання вторинної сировини, вирішення екологічних проблем, зокрема зменшення викиду CO₂ в атмосферу у відповідності з Кіотським протоколом, який ратифікований Верховною Радою України.

Міцність відомих сульфатно-шлакових в'язучих, випробуваних за стандартною методикою, відповідає маркам М150, М200 і М300, а для зразків жорсткої консистенції – до М400. В цілому досягнутий рівень міцності не може вважатись достатнім для задоволення вимог сучасного будівництва і суттєво поступається за міцністю цементу. Таким чином розробка високоміцних СШВ, що відповідають за сучасними стандартами маркам 400 – 500, є актуальною. Згідно із сучасними вимогами до складових компонентів СШВ в якості шлаків доцільно використовувати основні доменні гранульовані шлаки (ДГШ).

Аналіз відомих способів виробництва і застосування СШВ не дає відповіді на питання щодо можливості застосування низькоглиноземистих ДГШ, використання різного роду хімічних добавок інтенсифікаторів та прискорювачів твердіння. Для високоглиноземистих шлаків зі вмістом глинозему (Al₂O₃) в межах 10...20% за відомими даними максимальна міцність досягається при водо-в'язучому відношенні (В/Вж) 0,5...0,6, при цьому розчинова суміш є дуже пластичною і не потребує використання будь-яких пластифікаторів чи, тим більше, суперпластифікаторів. Це суттєво обмежує можливості регулювання властивостями, зокрема міцністю відомих СШВ. Однак, залишається недослідженою доцільність використання добавок пластифікаторів і суперпластифікаторів у випадку виготовлення СШВ на низькоглиноземистих ДГШ, водопотреба яких, ймовірно, буде суттєво відрізнятись від водопотреби відомих СШВ. Недослідженими залишаються є такі характеристики довговічності СШВ на низькоглиноземистих доменних гранульованих шлаках як морозо- та корозійна стійкість, кінетика міцності у часі, властивості в'язучого при тривалому зберіганні.

Проведені дослідження в яких в якості сировини для виготовлення сульфатно-шлакових в'язучих використані: низькоглиноземистий ДГШ Криворізького металургійного комбінату, сульфатні активізатори - фосфогіпс Рівненського ВАТ «Азот», який після тривалого зберігання у відвалах втрачає до 90% водорозчинного Р₂О₅ і задовольняє вимогам ДСТУ Б В 2.7-1-93 на рядовий фосфогіпс, а також гіпсовий камінь та гіпсове в'язуче марки Г-5, лужні активізатори – портландцементний клінкер, негашене вапно, вапняно-карбонатний пил (ВКП) та цементний пил (ЦП).

В якості добавок застосовано мінеральні порошки, що містять у своєму складі глинозем, технічний гідроксид алюмінію, а також хімічні добавки-модифікатори: інтенсифікатор помелу

в’язучого – пропіленгліколь, пластифікатор ЛСТ, суперпластифікатори С-3, Melflux 1641F і Melflux 2651F, Dynamon SP3, регулятор водоутримуючої здатності «Tylose», редиспергований полімерний порошок фірми DOW (Veova), активізатори твердіння: NaF, MgF₂, CaF₂, Na₂CO₃, NaOH, прискорювачі твердіння: Na₂SO₄·10H₂O, Na₂S₂O₃·5H₂O, CaCl₂·2H₂O, Ca(NO₃)₂·4H₂O, Relaxol-Temp 3.

В якості крупного заповнювача для бетонів використовували гранітний щебінь, в якості дрібного заповнювача для бетонів, розчинів і сухих будівельних сумішей – кварцовий пісок. Для легких бетонів використовували керамзитовий гравій та стружку верстатну хвойних порід.

Дослідження впливу технологічних факторів на властивості СШВ, бетонів і розчинів на його основі та сухих будівельних сумішей виконано з використанням стандартних методик і математичного планування експериментів. Експериментальні дослідження проводили фізико-механічними методами, згідно з вимогами діючих державних стандартів. Установлено:

1. Затверділий камінь СШВ на основі низькоглиноземистих ДГШ характеризується високою сульфатостійкістю: в розчині Na₂SO₄ (КС = 0,86...0,99) і концентрованої морської солі (КС = 0,91...0,98) стійкість СШВ перевищує стійкість портландцементу (відповідно 0,17...0,78 та 0,75...0,94), а в розчинах MgSO₄ і MgCl₂ стійкість затверділих каменя СШВ і каменя П/Ц практично однакова (відповідно для MgSO₄ і MgCl₂ КС = 0,30...0,95 та 0,5...0,9).

2. На основі розроблених СШВ можна отримати важкі крупно- і дрібнозернисті бетони з класами за міцністю В 7,5...В50 і морозостійкістю F100 і більше, а також легкі бетони – керамзитобетон з середньою густиною 900...1500 кг/м³ і міцністю 5...20 МПа та арболіт зі середньою густиною 400...800 кг/м³ і міцністю 0,3...2,5 МПа. Керамзитобетони на СШВ за показниками міцності та середньої густини не поступаються керамзитобетонам на шлакопортландцементі, а міцність і середня густина арболіту така ж як і на цементі М400.

3. Міцність важких бетонів на СШВ класів В35 та В30 за період випробувань на атмосферостійкість зросла на 4...5%, а бетонів з меншою міцністю - класів В7,5...В20 зменшилась, відповідно, на 13...2%, але, в цілому, бетони на СШВ не поступаються за атмосферостійкістю бетонам на ШПЦ, що дозволяє їх рекомендувати для використання не тільки для виробів, що використовують для внутрішніх стін, але й стінових виробів для зовнішніх стін.

Список літератури

1. Грушко, И.М. Повышение прочности и выносливости бетона [Текст] / И.М. Грушко, А.Г. Ильин, Э.Д. Чихладзе – Харьков: Изд-во при Харьковском гос. университете, 1986. – 150 с.
2. Гоц В.І. Бетони і будівельні розчини [Текст] : Підручник / В.І. Гоц. – К. : КНУБА, 2003. – 472 с. – ISBN 966 – 7769 – 22 –
3. Дворкін Л.Й. Випробування бетонів і будівельних розчинів. Проектування їх складів [Текст] : Навч. посібник / Л.Й. Дворкін, В.І. Гоц, О.Л. Дворкін – К. : Основа, 2014. – 304 с. - ISBN 978 – 966 – 699 - 772 – 5.

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ АРМОКАМ'ЯНИХ БАЛОК

О.В. Висоцький, ст. гр.БІ-17М

Центральноукраїнський національний технічний університет

Армокам'яні конструкції — кам'яні конструкції, армовані за допомогою сталі (арматури) з метою підвищення їхньої міцності. Арматура сприймає внутрішні розтягувальні зусилля, які виникають у конструкціях, що зазнають згину — в перекриттях, перемичках, балках (поздовжнє армування), а також підвищує міцність конструкцій, що працюють на стиск, наприклад простінків, стовпів (поперечне армування). Арматуру у вигляді окремих стрижнів чи сіток укладають у швах або в спеціальних пазах та каналах кам'яної кладки. До армокам'яних конструкцій також належать керамоблокові балки.

Саме тому збірні несучі керамоблокові балки є актуальними з погляду економічного використання засобів та матеріалів на будівництві, адже їх можна виготовляти безпосередньо на будівельних об'єктах без використання опалубки та віброущільнювачів, які потрібні для виготовлення залізобетонних елементів. Для цих конструкцій також можна використовувати керамічну цеглу чи керамічні блоки, які є доволі поширеним і порівняно недорогим матеріалом на будівництві. Відповідно за рахунок того, що такі конструкції виготовляють на об'єкті будівництва, відпадає потреба їх транспортування з місць виготовлення.

Важливим та важким інженерно-будівельним завданням є підвищення експлуатаційних властивостей армокам'яних згинальних елементів. У перекриттях це часто проводять за рахунок збільшення їх висоти перерізу (збільшення стиснутої зони елемента) або за рахунок збільшення армування цих конструкцій. Тому дослідження згинальних елементів, армованих різними типами армування, мають широке практичне значення для розроблення рекомендацій з використання цих армокам'яних елементів. Результати поведінки стиснутої і розтягнутої зон, деформативність та тріщинотійкість за різного армування мають практичне і теоретичне значення для прогнозованої оцінки напружено-деформованого стану за граничними станами.

Для реалізації мети досліджень було запроєктовано і експериментально досліджено три зразки перерізами 120×250 мм та 145×250 мм довжиною 2300 мм з розрахунковим прольотом 2000 мм. Дослідні зразки виготовлялись із керамічної цегли М-125 відповідно до ДСТУ Б В.2.7-61, та цементно-піщаного розчину. Розчин дослідних зразків був виготовлений на основі портланд-цементу Миколаївського цементного заводу марки М400 і мав щільну структуру. Дрібним заповнювачем слугував кварцовий пісок середньої зернистості Миколаївського кар'єру. Вода – водопровідна, питної якості. Склад цементно-піщаного розчину М150 на 1 м³: цемент М400 – 340,0 кг; пісок – 1170,0 кг; вода – 165 л, суперпластифікатор НК-1(ВМ) – 2,47кг (2,12л). Суміш готували за допомогою бетонозмішувача об'ємом діжки 0,1м³. Ущільнення не проводили. Зразки виготовляли методом мурування цегляного стовпа із наскрізною арматурою. По торцях закріплювалися вирівнюючі рейки із металевих профілів для вирівнювання конструкції.

У розтягнутій зоні використана стержнева арматура періодичного профілю Ø 8 та Ø10 мм класу А-400 (А-III) (див. табл. 1). Арматура у стиснутій зоні балок запроєктована періодичного профілю Ø8 мм класу А-400 (А-III) та Ø6 мм класу А-240 (А-I). Поперечна стержнева арматура не використовувалась у цих дослідних балках. Виготовлені балки відрізнялись різним співвідношенням стержневої арматури та конструкцією розміщення керамічних блоків.

Характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск повинна бути визначена з результатів випробувань зразків кладки. Такі випробування можна проводити для певного проекту або ж результати можуть бути взяті з випробувань, проведених раніше, наприклад, бази даних. Фізико-механічні характеристики сталі стержневої і стрічкової арматури визначали на стандартних зразках згідно з нормами. Випробування зразків сталі проводилось на розривній машині ТМС-50 з одночасним записуванням діаграми розтягу; крім того, для вимірювання деформацій застосовували тензодатчики, що дало можливість точніше побудувати реальну діаграму розтягу сталі, виключивши переміщення, викликані проковзуванням у затискачах

машини. Балки Б-1 та Б-2 виготовляли у вертикальному положенні, мурувався цегляний стовп в одну цеглу. Кожна цегла накладалася через арматурні стержні на цементно-піщаний розчин. В пустоти, через які проходить арматура, ін’єктували цементно-піщаний розчин для кращого зчеплення арматури з керамічними елементами. Укладали елементи конструкції під рівень, щоб уникнути викривлення конструкції. Також для стійкості вертикальної конструкції використовували тимчасові підпори. Для запобігання можливого висмикування робочої арматури із кладки при напруженні стержнів під час навантаження, в балці Б-2 арматурні стержні закріплювались у торцях шляхом зварювання металевих пластин розміром 50×100×5 мм до кінців арматури. Балку Б-3 виконували в два етапи. Ця конструкція складається із двох горизонтальних рядів цегли і виконувалась методом мурування повздовжньої конструкції. На першому етапі виставляли перший ряд цегли, із швом 10 мм, по якому влаштовували стержневу арматуру класу А400С Наступний етап – укладання другого ряду цегли на цементно-піщаний розчин. Вертикальні шви між цеглою заповнювали розчином.

Таблиця 1 – Характеристика матеріалів дослідних зразків

Позначення балок	Б-1	Б-2	Б-3
Геометричні параметри перерізу			
b, мм	120	120	145
h, мм	250	250	250
A, см ²	300	300	362,5
Керамічні блоки			
f _k , МПа	9,06	9,06	7,15
f _{vk0} , МПа	0,3	0,3	0,3
E _{cm} ×10 ³ , МПа	3,0	3,0	3,0
Стержнева арматура розтягнутої зони			
d _s , мм	2ø8	2ø8	Ø10
f _{yk} , МПа	510	510	510
A _s , см ²	1,00	1,006	0,785
E _s ×10 ³ , МПа	2	2	2
Клас	A400C (A-III)	A400C (A-III)	A400C (A-III)
Стержнева арматура стисненої зони			
d _s ', мм	2ø6	2ø8	ø8
f _{yk} ', МПа	296	510	510
A _s ', см ²	0,66	1,006	0,503
E _s '×10 ³ , МПа	2,1	2	2
Клас	A240C (A-I)	A400C (A-III)	A400C (A-III)

Випробування дослідних балок проводили на дослідному стенді. Навантаження здійснювали за допомогою гідравлічного домкрату потужністю 1000 кН. Через розподільчу траверсу зусилля прикладали до верхньої грані балки у вигляді двох зосереджених сил, прикладених симетрично відносно середини балки на відстані 1/3 від розрахункового прольоту.

Два із трьох зразків зруйнувались від поперечної сили. Тому для ефективнішого використання конструкцій із керамічних блоків, будівельного розчину та сталеві арматури доцільно використовувати поперечне армування. Поперечне армування дасть змогу повністю використовувати міцність стержневої арматури на розтяг, що набагато підвищить несучу здатність таких балок.

Список літератури

1. Ремонт і підсилення несучих та огорожуючих будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд. ДБН В.1.-1-2002. Держкомітет України з будівництва і архітектури. К, 2003, с. 1–22.
2. Рябинин, А. Л. Прочность и деформативность кирпичной кладки, армированной перфорированными стальными лентами, при центральном сжатии: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Строительные конструкции, здания и сооружения” / А. Л. Рябинин. – СПб.: ГОУ ВПО “Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет”, 2009. – 19 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ СПОСОБІВ ПІДВИЩЕННЯ ЗВУКОІЗОЛЯЦІЇ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ

М.Ю. Гризлюк, *ст. гр. БІ-17МЗ,
Центральноукраїнський національний технічний університет*

Забезпечення акустичного комфорту в будинках є актуальною проблемою, що має важливе екологічне й соціально-економічне значення. Для зниження шуму в цей час розроблені ефективні будівельно-акустичні методи, у тому числі й метод звукоізоляції. У багатьох випадках звукоізоляція є найбільш раціональним способом зниження шуму, що проникає в приміщення із суміжних об'ємів і із зовнішнього середовища. Зниження шуму за рахунок звукоізоляції приводить до збільшення маси звукоізолюючих конструкцій. Останнє вимагає збільшення несучої здатності конструкцій будинку й веде до подорожчання будівництва. У цьому зв'язку традиційні звукоізолюючі конструкції будинку, виконувані з важких матеріалів, є досить неефективними з погляду економіки [1-3]. Потрібна розробка нових конструкцій, що володіють необхідною звукоізоляцією, але, що мають при цьому меншу поверхневу масу [4-5]. До таких конструкцій ставляться легкі огороження із шаруватих елементів. Виконані нами дослідження показали, що ці конструкції при їхньому цілеспрямованім проектуванні можна ефективно використовувати в якості звукоізолюючих огорожень. Акустична ефективність конструкцій, що огорожують, суттєво росте при використанні в їхній сполуці елементів із шарами з вібродемпферуючих матеріалів, що підвищують конструкційні коефіцієнти втрат у цих елементах.

Цілеспрямоване проектування звукоізолюючих конструкцій з вібродемпферуючими елементами вимагає надійних методів оцінки впливу параметрів елементів і матеріалів шаруватих конструкцій на їхню звукоізоляцію. У цей час відсутнє надійне теоретичне й методологічне забезпечення проектування легких огорожень із вібродемпферуючими елементами, а також відсутній об'єм експериментальних досліджень звукоізоляції окремих шаруватих елементів і легких огорожень у цілому. У цьому зв'язку розробка теорії й методології проектування конструкцій, що огорожують, із шаруватих елементів з вібродемпферуючими шарами є актуальним напрямком в області будівельної акустики, що створюють умови для проектування й впровадження в практику ефективних звукоізолюючих конструкцій з використанням сучасних будівельних матеріалів і технологій.

Гіпсокартонні листи є гарним матеріалом для звукоізолюючих стін у силу оптимального співвідношення між масою й твердістю, що дозволяє листам добре поглинати звукову енергію. Поглинений звук переходить у теплоту (кількість теплоти при цьому пренебрежимо мало). Конструкції з обшивкою одним або декількома шарами гіпсокартонних листів по обидва боки сталевого каркаса забезпечують ефективну звукоізоляцію за рахунок комбінації гіпсокартонної обшивки й проміжного повітряного простору (можливо, заповненого мінеральною ватою). Оскільки зміни вологості й температури мало впливають на розміри гіпсокартонних листів, ризик утворення тріщин і наступного проникнення шуму також дуже малий.

Вплив звуку викликає вібрації в матеріалі листа. На кожній частоті існує певне співвідношення між звуком у повітрі й вібраціями в листі. На так званій частоті збігів довжина звукової хвилі в повітрі збігається з довжиною хвилі в листі. Найменша можлива частота збігів називається граничною, або критичною, частотою f_c . Чим легше й жорсткіше лист або чим він товстіше, тем нижче гранична частота.

На частоті збігів рівень звукоізоляції низок, тому бажане уникати такої комбінації властивостей матеріалу, при якій гранична частота перебуває в найбільш чутному діапазоні 100-3150 Гц. Для листів нормальної товщини рекомендується підтримувати граничну частоту не нижче 2500 Гц.

Гранична частота визначається розподілом наведеної постійної на товщину листа. Так, гіпсокартонний лист товщиною 12,5 мм має граничну частоту, рівну $36/0,0125 = 2880$ Гц.

Аналогічним образом розраховується товщина матеріалу для досягнення граничної частоти нижче 100 Гц: – бетон > 165 мм; – газобетон > 350 мм; – штукатурка > 240 мм.

В якості досліджуваних конструкцій були обрані стіни з гіпсокартону.

Змінювалася їхня товщина, розміщення листів, використовувалася шумопоглинаюча мінеральна вата, шумопоглинаючі гумові проставки. В якості приладів були використані шумомір фірми Wolcraft Німеччина та джерело шуму – перфоратор фірми Bosch. В результаті досліджень були сформульовані наступні рекомендації.

Для збільшення звукоізоляції гіпсокартонних перегородок (облицювань стін) необхідно:

- будувати гіпсокартонні перегородки на незалежних подвійних каркасах;
- звукоізоляційні облицювання стін монтувати за допомогою звукоізолюючих еластичних кріплень;
- збільшувати наскільки можливо товщину конструкції (відстань між облицюваннями або облицюванням і стіною);
- збільшувати наскільки можлива відстань між стійковими профілями;
- збільшувати поверхневу масу облицювання;
- застосовувати облицювання з масивних, але гнучких листових матеріалів;
- заповнювати каркас спеціальною акустичною мінеральною ватою на всю глибину;
- застосовувати в складі облицювань шари з вязкоеластичних матеріалів;
- закріплювати перегородки (облицювання стін) до підлоги й стелі за допомогою звукоізолюючих профілів.

Список літератури

1. Заборов В.И. Теория звукоизоляции ограждающих конструкций / В.И. Заборов. – М.: Издательство литературы по строительству, 1969. – 187 с.
2. Structure-Borne Sound: Structural Vibrations and Sound Radiation at Audio Frequencies / L. Cremer, M. Heckl, Bjorn A.T. Petersson. – Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2005. – 608 p.
3. Звукоизоляция и звукопоглощение / Л.Г. Осипов, В.Н. Бобылев, Л.А. Борисов и др. – М.: ООО «Издательство АСТ»; ООО «Издательство Астрель», 2004. – 450 с.
4. Acoustics Module User's Guide © COPYRIGHT 1994–2008 by COMSOL AB. Version: September 2008 COMSOL 3.5. – 272 p.
5. Kenyo H. Model of acoustic and vibroacoustic information leakage through a glass window in a protected room / H. Kenyo, Y. Lyubchik // Proceedings of the 6th International Conference of Young Scientists CSE- 2013. – P. 62-65.

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ЛЕГКИХ БЕТОНІВ НА ОСНОВІ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТУ, МОДИФІКОВАНОГО КОМПЛЕКСНИМИ ДОБАВКАМИ

**В.В. Єфросинін, ст. гр. БІ-17МЗ,
Центральноукраїнський національний технічний університет**

Як відомо, основний об'єм бетону, що використовується у монолітному будівництві, виготовляється на основі важких заповнювачів, виробництво яких потребує залучення великої кількості природних сировинних ресурсів та високих енергетичних затрат. Крім того важкі бетони мають низьке значення термічного опору і потребують обов'язкового використання мінераловатних утеплювачів. Зниження енергоємності виробництва та зменшення витрат залишається актуальною проблемою сьогодення, що стримує розвиток будівельної галузі. Одним із варіантів вирішення цієї проблеми є використання легких заповнювачів і бетонів на їх основі. Широке залучення традиційних легких бетонів до монолітного бетонування стримується їх невисокими фізико-механічними характеристиками і тому зростає інтерес до розробки високоміцних легких бетонів [1-3].

Аналіз відомих інформаційних джерел щодо створення легких бетонів з наперед заданими властивостями дозволяє висунути **наукову гіпотезу** про можливість отримання високоміцних керамзитобетонів з покращеними експлуатаційними властивостями за рахунок регулювання структури бетону на всіх ієрархічних рівнях, в тому числі на макро- та мезорівнях — шляхом підбору гранулометричного складу заповнювача у напрямку зниження його пористості і на мікро- та нанорівнях за рахунок використання комплексної добавки на основі полікарбоксилатних суперпластифікаторів та мікрокремнезему (як техногенного, так і природного походження), сумісна дія яких забезпечить направлений синтез низькоосновних гідросилікатів та гідрогранатів, що будуть позитивно впливати не тільки зміцнення цементної матриці, але й контактної зони з заповнювачем.

Попередніми дослідженнями встановлено, що добавка полікарбоксилатних суперпластифікаторів сприяє отриманню портландцементного каменя з покращеними реологічними властивостями та підвищеними фізико-механічними властивостями, що досягаються за рахунок зміни морфології новоутворень та збільшення щільності їх упаковки, при цьому кількість портландцементу в системі залишається незмінною і з часом може впливати на розвиток різних видів корозії цементного каменя.

Для створення довговічної високоміцної матриці легкого бетону необхідним є використання не тільки вищевказаних суперпластифікаторів, але й високодисперсних кремнеземистих добавок, які будуть сприяти зв'язуванню портландиту та направленому утворенню низькоосновних гідросилікатів кальцію.

Незважаючи на відомий досвід використання пластифікуючих добавок разом з мікрокремнеземом, питання сумісності дії органічних та кремнеземистих добавок залишається відкритим і потребує систематичних досліджень, оскільки не тільки залучаються нові види суперпластифікуючих речовин, але й постійно розширюється гама кремнеземистих добавок на будівельному ринку. Однак враховуючи при виборі мікрокремнезему не тільки технічний ефект, але й економічну доцільність, постає питання щодо пошуку альтернативних видів кремнеземистих добавок, отриманих також на основі природної сировини.

Враховуючи результати попередніх досліджень, найбільш ефективними для модифікації портландцементу можна вважати суперпластифікатори «SikaPlast 555W» та МС «PowerFlow 3100». Виходячи з цього, дані суперпластифікатори були використанні надалі для перевірки їх сумісної дії з вище перерахованими кремнеземистими добавками та створення на їх основі найбільш ефективної комплексної добавки, введення якої до цементної композиції буде сприяти не тільки підвищенню міцності, але й покращенню експлуатаційних властивостей отриманого штучного каменя.

Сумісність дії складових даної комплексної добавки може проявлятися як у зміні реологічних властивостей портландцементних композицій, так і фізико-механічних властивостей штучного

каменю. Результати дослідження пластичної міцності цементного тіста, модифікованого вищезазначеною комплексною добавкою, наведено у таблиці 1.

Було з’ясовано, що найнижчими показниками пластичної міцності характеризуються в’язучі речовини, що модифіковані комплексною органо- кремнеземистою добавкою на основі суперпластифікатора МС «PowerFlow 3100» в кількості 1% і «SikaPlast 555W» в кількості 1,5% (від маси в’язучої речовини) та кремнеземистих добавок в кількості 5% від маси в’язучої речовини, при чому спостерігається плавне зменшення пластичної міцності майже до 1 кПа при загальній тривалості індукційного періоду 4...6 годин відповідно.

Тим самим підтверджується теза, що чим повільніше система набирає пластичну міцність, тим краще відбувається зростання міцності у часі отриманого штучного каменю. Вірогідно, що перехід в’язучої системи у в’язко-пластичний стан при відносно подовженому індукційному періоді створює умови для синтезу більш досконалої структури цементного каменю.

Задля оцінки ефективності дії комплексної добавки було досліджено фізико- механічні властивості штучного каменю на основі портландцементу, модифікованого комплексними органо- кремнеземистими добавками.

Загалом при дослідженні кінетики набору міцності при стиску для всіх зразків портландцементного каменю було встановлено позитивний вплив модифікації органо- кремнеземистими добавками та відмічено приріст міцності до 35% на всіх етапах твердіння, порівняно з міцністю зразків на основі лише суперпластифікаторів. Якщо ж порівнювати з міцністю контрольних зразків, то приріст міцності від використання комплексної добавки складає на ранніх етапах твердіння — 300% та 60% — на пізніх етапах твердіння.

Аналіз наведених результатів зміни міцності дозволяє зазначити, що високомолекулярна добавка МС -PowerFlow 3100 краще співпрацює з природною кремнеземистою добавкою, в тому числі з трепелом, а низькомолекулярна добавка SikaPlast 555W — з технічним кремнеземом, а саме Elkem Microsilica Grade 940-U. Враховуючи реологічні властивості та кінетику нарощування міцності у часі постає питання оцінки впливу комплексної органо-кремнеземистої добавки на тріщиностійкість. Для експерименту було обрано як портландцементні композиції, модифіковані суперпластифікаторами «МС PowerFlow 3100» в кількості 1% від маси в’язучої речовини та «SikaPlast 555W» в кількості 1,5% від маси в’язучої речовини, так і комплексними органо-кремнеземистими добавками на основі вищеперерахованих суперпластифікаторів та різних типів кремнеземів.

Аналізуючи отримані дані можна зробити висновок, що присутність у складі цементних композицій як полікарбоксилатних суперпластифікаторів, так і комплексних органо- кремнеземистих добавок, позитивно впливає на їх тріщиностійкість.

Список літератури

1. Грушко, И.М. Повышение прочности и выносливости бетона [Текст] / И.М. Грушко, А.Г. Ильин, Э.Д. Чихладзе – Харьков: Изд-во при Харьковском гос. университете, 1986. – 150 с.
2. Гоц В.І. Бетони і будівельні розчини [Текст] : Підручник / В.І. Гоц. – К. : КНУБА, 2003. – 472 с. – ISBN 966 – 7769 – 22 –
3. Дворкін Л.Й. Випробування бетонів і будівельних розчинів. Проектування їх складів [Текст] : Навч. посібник / Л.Й. Дворкін, В.І. Гоц, О.Л. Дворкін – К. : Основа, 2014. – 304 с. - ISBN 978 – 966 – 699 - 772 – 5.

РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ ТРИШАРОВИХ ПАНЕЛЕЙ**П.В. Шеремет, ст. гр.БІ-17М***Центральноукраїнський національний технічний університет*

Ефективність конструкцій, створених на основі тонколистових матеріалів та важкогорючих легких заповнювачів, визначається їх малою вагою, канонічністю технологічного процесу виготовлення, простотою і швидкістю їх монтажу, високою експлуатаційною надійністю. Будівлі, зведені із застосуванням легких стінових і покрівельних огорож, вже знайшли широке застосування в практиці світового будівництва, що певною мірою визначає актуальність їх використання. Тим не менш, накопичений досвід проектування та експлуатації обговорюваних конструкцій позначив ряд проблем, вирішення яких може забезпечити вдосконалення власне конструкції. У першу чергу, сказане стосується розвитку методів розрахунку та раціоналізації даних систем, а також експериментальної верифікації як нових рішень, так і методів їх розрахунку. Крім того, в питанні дослідження роботи тришарових панелей з металевими обшивками, у свою чергу, пріоритетним є вивчення поведінки панелей із середнім шаром з важкогорючих пінопластів і орієнтованої мінеральної вати.

Перераховане в сукупності з недостатньою вивченістю розглянутих конструктивних рішень підтверджує актуальність і свідчить про доцільність вивчення розглянутих у роботі завдань раціонального проектування.

Об'єктом дослідження були стінові та покрівельні сендвіч-панелі серії «Алютерм» з мінераловатним утеплювачем «Izovat 110», щільністю 110 кг/м³, товщиною 150 мм, довжиною 7200 мм. Предмет дослідження - характер деформування і руйнування об'єкта дослідження при дії рівномірно розподілених короткочасних і тривалих навантажень. На випробування були надані зразки стінових (2 шт.) і покрівельних (1 шт.) панелей

Сендвіч-панелі серії «Алютерм» являють собою конструкцію, що включає дві зовнішні металеві обшивки і ізоляційний шар мінеральної вати, що складається з окремих ламелей. Випробуванню панелей передували лабораторні дослідження фізико-механічних характеристик матеріалів, з яких складається конструкція.

Випробування власне сендвіч-панелей були реалізовані при дії короткочасних і тривалих рівномірно розподілених навантажень відповідно до методу гідравлічних випробувань плит і оболонок, на базі вимог ДСТУ Б В.2-6-7-95.

Згідно обраної програми експерименту задавався режим навантаження (ступінчастий, при оцінці деформативності та несучої здатності, відповідно до діючих норм) - монотонно зростаючий, активний з подальшим розвантаженням, циклічний. Рівень навантаження визначався висотою стовпа води в резервуарі. При цьому, згаданий необхідний рівень забезпечувався системою подачі і відведення води в резервуар і з нього. Для реєстрації вимірюваних переміщень до досліджуваного об'єкта були підведені датчики, що дозволяють встановити характеристики напружено-деформованого стану об'єкта дослідження. Датчики підключені до вимірювальної системи СВІТ-3, що надає можливість багаторазового вимірювання їх сигналів і перетворення результатів в цифровий вигляд. Розширення сервісних можливостей системи здійснюється за рахунок підключення до вимірювально-інформаційної системи персонального комп'ютера з відповідним прикладним програмним забезпеченням.

З метою встановлення області пружного опору панелі, після кожного етапу навантаження, проводилося розвантаження (спуск води з резервуара). Таким чином, характер навантаження був малоцикловим, що моделює дійсну роботу конструкції.

Слід зазначити, що 100% випробуваних панелей вийшли із зони пружної роботи, про що свідчать залишкові прогини, зафіксовані в межах 15,9% - 30,5% від допустимого (L/200) прогину панелі. Вихід панелей з експлуатаційного нормального стану відбувався за граничним прогином. Аналізом характеру руйнування панелі встановлено, що найбільш слабкою ланкою досліджуваної конструкції є сильне деформування утеплювача, що є наслідком його низьких фізико-механічних характеристик. Одночасно з експериментальним дослідженням сендвіч-панелей «Алютерм» було

виконано теоретичне моделювання конструкції. Скінченно-елементна модель була сформована в рамках синтаксису і граматики ПК «Ліра-САПР» за допомогою універсальних просторових восьмивузлових ізопараметричних СЕ тип 36. Аналіз представлених полів (рис. 1) для трьохпролітної схеми роботи нерозрізної панелі показав їх повний якісний збіг з експериментом.

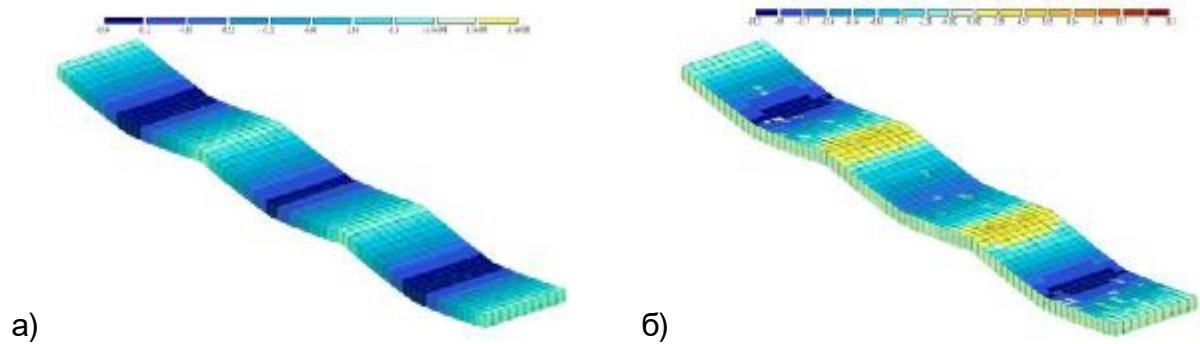


Рисунок 1 - Ізополя переміщень по z, мм (а) та напружень по Nx, Мпа (б)

Беручи до уваги переваги тришарових конструкцій і вказане вище, можна зробити висновок, що підвищення жорсткості панелі без істотного збільшення її ваги представляється актуальною та своєчасною задачею. Дане стає можливим завдяки застосуванню недорогого утеплювача, що володіє хорошими теплозвукоізоляційними характеристиками, та армуючих елементів різної конфігурації, виконаних з просічно-витяжного листа.

Формуванню нового конструктивного рішення та його раціоналізації передувала комплексна теоретична та експериментальна оцінка існуючих рішень тришарових панелей у відповідності з різними видами граничних станів, для чого був запропонований новий експериментально-теоретичний підхід до визначення критичних навантажень для сендвіч-панелей. Слід зазначити, що практичну цінність для сучасного виробництва являє задача раціоналізації конструкції панелі, яка полягає у вирівнюванні критичних навантажень по всім позначеним чотирьом типам граничних станів.

Конструкція традиційної сендвіч-панелі вдосконалена за допомогою армуючих вставок з просічно-витяжного листа різної конфігурації. Застосування вставок з «просічки» дозволяє збільшити запас пружної роботи на 40% і жорсткість панелі до 50%, що обґрунтовує доцільність застосування в конструкції дешевших утеплювачів з більш високими теплоізоляційними характеристиками і можливість використання її не тільки як стінового огороження, а й як елемента покриття.

Список літератури

1. ДСТУ Б В.2.6-84:2009. Панелі стінові тришарові залізобетонні з утеплювачем. Загальні технічні умови, К.: ДП "Укрархбудінформ", 2010 – 27 стр.
2. Інформаційні матеріали компанії Plastedil S.A. [Електронний ресурс]: Режим доступу: http://www.plastedil.com/web/pagine/abou_us/about_us.htm.
3. Інформаційні матеріали компанії EMMEDUE [Електронний ресурс]: Режим доступу: <http://www.mdue.it/en/3/company/history.html>.

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ТЕПЛОПРОВІДНОСТІ КЛЕЄНОГО БРУСА НА ТЕПЛОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЕРЕВ'ЯНОГО БУДИНКУ

В.І. Юзманов, *ст. гр.БІ-17М*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Сучасний стан українського ринку матеріалів з деревини характеризується зростаючою потребою в клеєному профільованому брусі. Одержуваний склеюванням окремих ламелей такий брус давно відомий і дуже популярний за кордоном. В Україні його застосування поки ще не відповідає своїм потенційним можливостям. Тому нарощування обсягів виробництва клеєного бруса є однією з основних завдань.

Як показав аналіз стану питання, існує ряд особливостей проектування й виробництва клеєного бруса, без обліку яких неможливо забезпечити необхідний рівень показників його якості. Одним з основних вимог, пропонованим до огорожуючої конструкції, у тому числі із клеєного бруса, є забезпечення заданого температурного режиму в будинку.

По санітарно-гігієнічним вимогам для районів I кліматичної зони необхідне значення опору теплопередачі огорожуючої конструкції $R_0 = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$. При його визначенні звичайно використовують рекомендації, наведені в ДБН В.2.6-31:2006, зокрема – довідкові дані про коефіцієнт теплопровідності λ . Необхідно відзначити, що в нормах для матеріалів з деревини наведені дані для сосни, дуба, фанери й плитних матеріалів, у той час як дані про величину коефіцієнта теплопровідності й термічного опору для клеєного профільованого бруса відсутні. Відмінністю клеєного бруса від зазначених матеріалів є те, що він виходить у результаті склеювання ламелей, що різняться по кількості й розмірам сучків. Через відмінності по щільності й напрямку волокон, сучки мають більш високу теплопровідність. Отже, помилка при проектуванні огорожуючої конструкції із клеєного бруса може привести до збільшення витрат на опалення.

У зв'язку з вищевикладеним, обґрунтування й розробка методики визначення теплопровідності клеєного бруса з врахуванням його внутрішньої сучковатості мають важливе значення в розв'язку питань проектування конструкційних параметрів і вдосконалюванні технології виробництва клеєного бруса для дерев'яного домобудівництва, а також забезпеченню населення України доступним і комфортним житлом.

Показане, що сучки є одним з основних сортоутворюючих пороків, що допускаються в ламелях. Дослідженням сучковатості займалася багато вчених [Петровський](#), Гончаренко, Пилинович, Степаков [1,2]. Ґрунтуючись на результатах їх робіт, була запропонована розрахункова схема розташування сучків у клеєном брусі.

У ході паспортизації пиломатеріалів і обробки отриманих результатів були встановлені основні закономірності розподілу середнього діаметра й кількості сучків у ламелях залежно від їхнього сорту.

Використовуючи довідкові дані й закономірності зміни коефіцієнта теплопровідності залежно від вологості й температури деревини, напрямку волокон, була розроблена математична модель для розрахунків коефіцієнта теплопровідності λ клеєного бруса, що враховує діаметр і кількість сучків у ламелях, а також число ламелей.

У ході обчислювального експерименту з використанням розробленої моделі були розраховані коефіцієнти теплопровідності при різних діаметрах сучків і їх зустрічальності на 1 метрі довжини. Результати цього експерименту показують, що значення коефіцієнта теплопровідності залежить від діаметра й числа сучків, і перебуває в інтервалі від 0,184 до 0,229 Вт/м·°С.

З урахуванням недоліків існуючих методів були сформульовані вимоги до нового методу визначення теплопровідності. На підставі цих вимог була розроблена експериментальна установка для визначення теплопровідності клеєного бруса. Коефіцієнт теплопровідності

клеєного бруса обчислюється за значенням перепаду температур нагрівального елемента й датчиків, установлених з натягом у попередньо просвердлених отворах, а також потужності нагрівача в стаціонарному режимі по формулі.

Про значимість впливу сучків на коефіцієнт теплопровідності також можна судити за результатами експериментальних досліджень динаміки температурного поля по ширині клеєного бруса. Температурне поле в ході експерименту є несиметричним по ширині бруса. Це пояснюється тим, що на відміну від попередніх експериментів, у яких використовувався брус із ламелями однакової якості, у даному експериментальному дослідженні, ламелі, розташовані по різні сторони від осі симетрії бруса перетином 165x200 мм, відрізнялися друг від друга по кількості й розмірам сучків. У ламелях розташованих ліворуч від нагрівального елемента розмір і кількість сучків була більше ніж в ламелях, розташованих праворуч. Про що свідчить більш інтенсивна зміна температурного поля.

Отримані в ході експериментальних досліджень результати визначення коефіцієнта теплопровідності були перевірені на збіжність зі значеннями, обчисленими по математичній моделі. Абсолютні й відносні відхилення результатів представлені в таблиці.

Як випливає із наведених даних, розбіжність не перевищує припустимих значень 1,7% і 2,7%. Тим самим підтверджена коректність прийнятих допущень і самої математичної моделі.

У такий спосіб підводячи підсумки роботи можемо зробити наступні висновки:

1. Застосування значень коефіцієнта теплопровідності, наведеного в Сніп 23-02-2003 для фанери й цільної деревини, є не цілком виправданим для клеєного бруса, тому що в ньому присутні різні по діаметру й кількості сучки, які через відмінності від цільної деревини по щільності й напрямку волокон є ділянками з підвищеною теплопровідністю.

2. Існуючі способи визначення коефіцієнта теплопровідності мають ряд недоліків, що утрудняють їхнє використання для клеєного бруса.

3. Для оцінки впливу сучків у ламелях на коефіцієнт теплопровідності клеєного бруса рекомендується використовувати розроблену математичну модель.

4. Експериментально доведено підвищення теплопровідності клеєного бруса в порівнянні з нормативним значенням вимагає збільшення товщини шару утеплювача. Підвищення вартості конструкції буде компенсовано зниженням витрат на опалення протягом усього терміну служби будинку, при цьому одноразові витрати окупляться вже через два роки.

Список літератури

1. Зиатдинова, Д.Ф., Сафин, Р.Г., Тимербаев, Н.Ф., Левашко, Л.И. Анализ современного состояния производства тепло- изоляционных материалов и возможности создания новых материалов на основе отходов деревообработки КНИТУ / Д.Ф. Зиатдинова, Р.Г. Сафин, Н.Ф. Тимербаев, Л.И. Левашко // Вестник Казан. технол. ун-та. - 2011. - № 18 - 63-69 с.
2. Строительный справочник: материалы, конструкции, технологии. - Электронный ресурс, <http://build.novosibdom.ru/node/8>, режим доступа свободный.

КЛАСИФІКАЦІЯ ТА ТИПИ ШТУЧНИХ ВОДОЙМ

Є.А. Бринза, ст. гр. БІ-17МЗ,
С.О. Карпушин, доц., канд. техн. наук
 Центральноукраїнський національний технічний університет
А.С. Карпушин, ст. гр. БД-15
 Національний університет «Львівська політехніка»

З давніх часів люди намагалися оселитися поблизу природних водойм. Це було пов'язано зі зручним задоволенням потреб у питній воді для власного користування та напування свійських тварин, поливання сільськогосподарських угідь, риболовлю, купанням, пранням, тощо. З появою питного водогону ситуація кардинально змінилася і комфортне проживання в сучасних умовах у більшості випадків стало визначається відстанню до продуктового супермаркету та станції метро. Разом з тим, до категорії елітного житла, все ж відносять приватні будинки, або набережні квартали поблизу водойм. Стосовно дачних будиночків - ситуація аналогічна. Кращим, і відповідно більш цінним в грошовому еквіваленті є об'єкт, що розташований поблизу природної водойми, або - має штучну водойму.

Штучна водойма - це скупчення води, створене людиною, з метою її збереження, накопичення і подальшого використання [1]. Іншими словами, це створене людиною місце накопичення води, де вона зберігається тривалий час. Для мешканця оселі, поряд з якою є сад, а в ньому водойма, це ще і місце гармонійного співіснування з природою, місце душевного спокою, переосмислення людських цінностей, релакс, купання, відпочинок. Яскравим прикладом може бути помістя герцогів Мальборо – Бленхейм (рис.1), де ландшафтним дизайнером Ланселотом Брауном запрудено річечку Глайм та створено штучне озеро, яким любувався, і яке малював у багатьох своїх малюнках відомий політичний діяч Уінстон Черчилль.



Рисунок 1 – Елементи ландшафтного дизайну садово-паркового комплексу родового помістя Уінстона Черчилля – Бленхейм.

В давнину люди також уміли влаштовувати штучні водойми, для цього котлован для них обмазували товстим шаром глини, потім зверху на глину насипали шар каменю або гравію і утрамбовували. Сучасні матеріали дозволяють обладнати водний куточок на ваш смак, будь то просто водойма, басейн, водоспад або фонтан, або ж можна об'єднати всі ці елементи в один комплекс.

Мелодійне дзюрчання струмка, гучні каскади водоспадів, веселі бризки фонтанів, або тихий замріяний ставочок з рибками і, немов восковим лататтям - все це може прикрасити Ваш чудовий сад. Прикрашені водяними і вологолюбними рослинами (ірис, латаття, стрілолист,

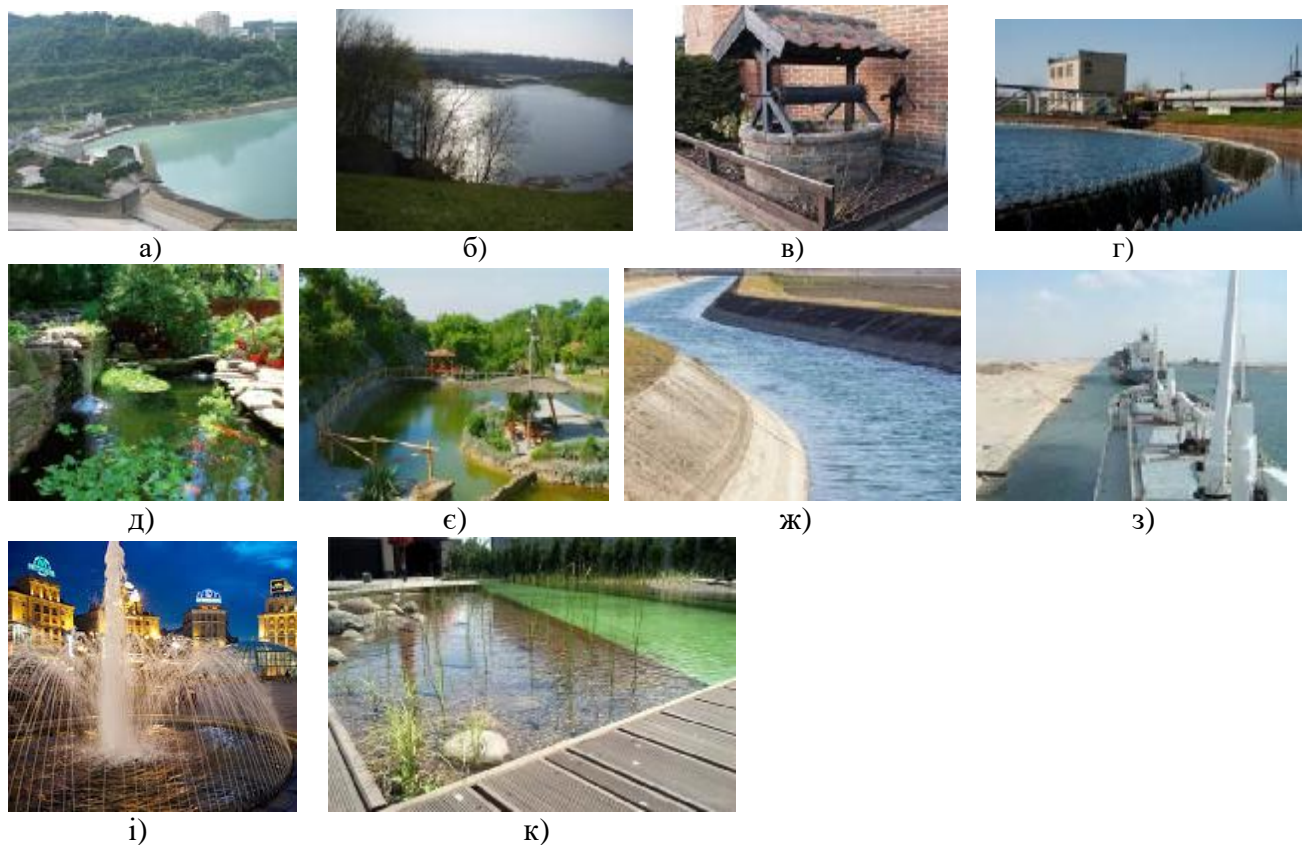
астильба, купальниця, язичник, верби, хвойні та ін.), водойми стануть затишним куточком для відпочинку і релаксації і, звичайно, гордістю господаря.

Грамотно демонструючи красу води, використовуючи її здатність відбивати багато світла, можна оптично збільшити простір. Правильний вибір розмірів і типу водойми, вдале розташування на ділянці, цікаве оформлення декоративними рослинами допоможуть підкреслити всі переваги ландшафту.

Все вище зазначене, спонукає людей будувати на своїй присадибній, або дачній ділянці штучну водойму, яка має бути гармонійно вписана в ландшафтний дизайн і стати прикрасою та улюбленим місцем для плавання, проведення дозвілля, та обумовлює актуальність тематики даної статті.

Дана стаття присвячена узагальненню інформації щодо штучних водойм їх типів, характерних розмірів, рельєфу необхідних глибин, та розробці відповідної класифікаційної схеми за призначенням. Метою збору і узагальнення інформації є встановлення можливості застосування ґрунтоцементу [2] для стабілізації ґрунтової основи під водоймою і навколо неї, а також влаштування антифільтраційних елементів штучних водойм, зокрема дна, елементів мілководного природного фільтру, паводкового дренажу, насосного колодязя, елементів для закріплення берегів за умов природного самоочищення води (біоценозу), тощо.

До найбільш поширених штучних водойм відносять: водосховища (рис.2, а), ставки (рис.2, б), криниці (рис.2, в), промислові відстійники (рис.2, г), садові та паркові озера і струмки (рис.2, д, є), меліоративні (рис.2, ж) та судохідні (рис.2, з) канали, фонтани (рис.2, і), плавальні басейни (рис.2, к).



а) – водосховища; б) – ставки; в) – криниці; г) – промислові відстійники;
д), є) – садові та паркові озера і струмки; ж), з) – відповідно меліоративні та судохідні канали;
і) – фонтани; к) – штучна водойма з плавальним басейном

Рисунок 2 – Найбільш поширені типи штучних водойм.

Водосховище – штучна (рукотворна) водойма, утворена, як правило, в долині ріки водопідпірними спорудами для накопичення і зберігання води з метою її наступного використання. Водосховища поділяються на два види: озерні; річні.

Ставок – штучна водойма для зберігання води з метою водопостачання, зрошення, розведення риби (ставкове рибне господарство) і водоплавної птиці, а також для санітарних і спортивних потреб (площа до 1 км², глибина 3-5м). Невеликі копані ставки для розведення й утримання риби називають *сажалками*, *сажавками*, *копанками*. Мінімальними розмірами копанки є 4,0 x 6,0 м. Кількість риб розраховують з урахуванням площі поверхні ставка (так як кисень, необхідний рибам, надходить в основному з повітря атмосфери) і довжини статевозрілих риб. Одного квадратного метра площі поверхні ставка достатньо для трьох риб 15 см довжиною або дев'яти рибок завдовжки 5 см. Купувати їх краще одного розміру, так як харчова конкуренція не дасть дрібним рибам правильно розвиватися. Для збереження біоценозу ставка краще заселити його невеликими рибками, тому що великі екземпляри швидко порушують баланс харчових ланцюгів і об'їдають водні рослини. Це відноситься в основному до нещодавно сформованого водоймища. Головною відрізняльною рисою ставка від природного озера є спосіб його наповнення. Ставок наповнюється поверхневими талими і дощовими водами, озеро – підземними джерелами. Склад води різний.

Криниця - гідротехнічна споруда для добування ґрунтових вод, зазвичай представляє собою вертикальне заглиблення з закріпленими стінками і механізм підйому води на поверхню (відро на мотузці, шест-«журавель», ланцюги або насос).

Фонтан – штучно створене явище, що полягає у витоці рідини (зазвичай води) під тиском вгору, або сторони.

Басейн – штучна водойма квадратної або прямокутної форми, призначена для плавання, занять спортом.

Водоспад – вода, що падає з висоти, є одним з оригінальних елементів ландшафтного дизайну. Така водойма є відмінним рішенням для розміщення на ділянці з нерівним рельєфом.

Каскад – група невеликих водойм, розміщених на різних рівнях. Особливість їх влаштування в тому, що по замкненій системі вода з водойми верхнього рівня тече вниз.

Міні-водойма – вода в невеликій ємності, оформленої живими рослинами, річковими камінцями та іншими елементами декору.

Струмок – водойма, що декорується під природний елемент. Він локальний і вільно вписується на будь-якій ділянці.

Болітце – водойма, яка добре і природно буде виглядати в будь-якій частині саду і парку по сусідству з розарієм або альпійською гіркою.

До малобюджетного варіанту влаштування штучної водойми відноситься водойма в пластиковій ємності. Це різновид так званої «декоративної водойми» (рис. 3). Така водойма може стати дуже красивою і незвичайною, але... одна умова – рекомендований об'єм води повинен бути не менше 100 літрів. На відміну від басейну, який має більш-менш функціональне призначення, декоративна водойма в саду створюється суворо в естетичних цілях. Тому при її створенні піклуватися потрібно не про її функціональність, а про її красу.

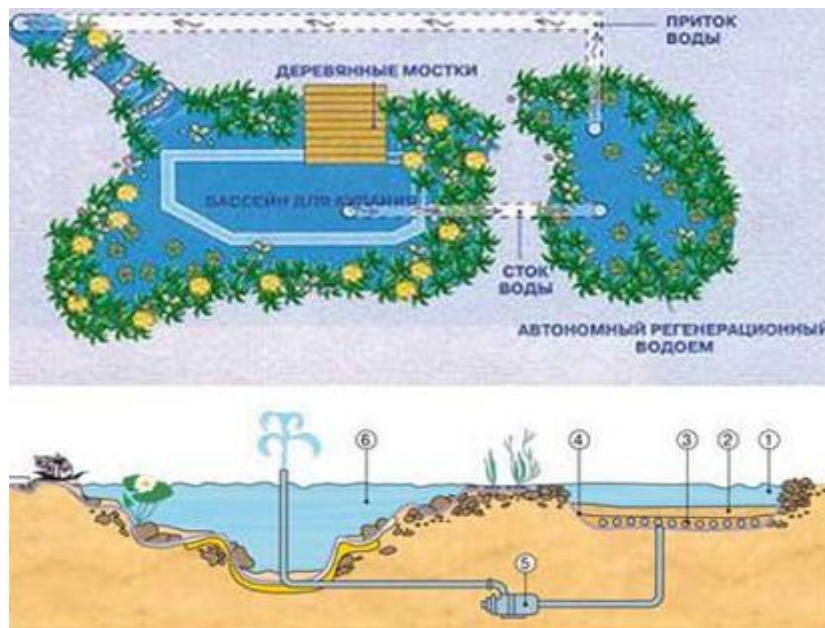
Цей етап можна назвати найголовнішим, оскільки від нього залежатиме естетика кінцевого результату. Якщо басейн повинен мати прямокутну або округлу форму, то штучна декоративна водойма цілком може бути ромбоподібною або ж мати форму зірочки. За бажанням власника. У більшості випадків застосовують округлу, найбільш природну форму, але при цьому допустимо оперування всілякими нерівностями. Чим гладшою буде форма резервуара, тим легше з нього буде виловлювати сміття.

Що стосується розмірів дачної водойми, то вони визначаються суворо по тому, наскільки велике є вільне місце. Розташовувати водойму доцільно в місці, яке буде освітлюватися сонцем з ранку, і ховатиметься в напівтіні у другій половині дня. Для того, щоб у водоймі росло латаття прямі сонячні промені мають досягати поверхні води щонайменше 4...6 годин. Не варто розміщувати водойму в саду під деревами, оскільки падаюче листя може призводити до виникнення гнильних процесів. Рекомендованою глибиною резервуара є 0,8-1,2 метра. Якщо глибина буде більшою, вода знизу не буде прогріватися. У той же час, якщо тут будуть рости зимові рослини, варто збільшити глибину до 1,5 метрів. Рибки зможуть зимувати в тому випадку, якщо глибина буде до 2,5 метрів.



Рисунок 3 – Схематичний розріз декоративної водойми.

Для штучної водойми з можливістю плавати, мінімальними вимогами є, забезпечення водної площі зеркала 60м² для плавання, останнє - мілководна зона біологічної природної очистки, що має складати не менше 30% від загальної площі водойми. Природне самоочищення будь-якої штучної водойми забезпечується її мілководною частиною або автономною регенераційною водоймою, де мають проростати водні рослини на вільнодренуючих прородних ґрунтах. Для пришвидшення біоценозу застосовують примусову циркуляцію води насосом через мілководну зону біологічного очищення (рис.4).



1 – фільтруюча водойма; 2 – пісок; 3 – дренажні труби;
4 – плівка; 5 – циркуляційний насос; 6 – основна водойма

Рисунок 4 – Схема штучної водойми з примусовою циркуляцією для очистки.

Застосування ґрунтоцементної основи під дном штучної водойми дозволить стабілізувати ґрунти, особливо в зимовий період, що супроводжується значними температурними деформаціями. Найбільш небезпечними ділянками є верхня частина берегів, мілководна частина між основною водоймою та регенераційною водоймою, а також гідроізоляційні (бутилкаучукові, поліетиленові) плівки та мембрани, які в умовах деформацій на нестабілізованому ґрунті можуть втратити герметичність. Це сприятиме довшому терміну експлуатації водойми, адже ґрунтоцемент сам по собі володіє антифільтраційними властивостями [3, 4, 5] та набирає міцність

з часом. І для деяких штучних водойм та їх елементів (наприклад - плотина для ставка) можливо застосування ґрунтоцементу навіть в умовах відсутності гідроізоляційних плівок, що сприятиме здешевленню будівництва.

Підводячи підсумки огляду та аналізу проробленої інформації, запропоновано класифікувати штучні водойми за місцем розташування, за конструктивними ознаками та за призначенням.

За місцем розташування штучні водойми класифікують:

- у виїмці;
- схилів;
- в руслах річок;
- заплавні;
- вододільні.

За конструктивними ознаками:

- комбіновані;
- греблеві водосховища;
- копані;
- малі.

За призначенням:

- багатофункціональні (водосховища, ставки, басейни, паркові озера);
- господарські (водосховища, ставки, меліоративні і судохідні канали, криниці, відстійники, шламові амбари);
- спортивні (басейни);
- декоративні (фонтан, водоспад, каскад, струмок, декоративна міні-водойма);
- рекреаційні (міні-водойма, болотце).

Список літератури

1. Електронний ресурс. <https://dovidka.biz.ua/shho-take-shtuchni-vodoymi/>
2. Токин А.Н. Фундаменты из цементогрунта. – М.: Стройиздат, 1984. – 184с.
3. Зоценко Н.Л. Исследование водонепроницаемости ґрунтоцемента // Вестник Днепропетровского національного университета железнодорожного транспорта им. акад. В. Лазаряна. – 2010. – Вып. 32. С. 43 - 48.
4. Зоценко Н.Л. Водонепроницаемые экраны из ґрунтоцемента, изготавливаемые по буромесительной технологи // Проблемы водоснабжения, водоотведения и гидравлики: науч.-техн. сб./ Киев. нац. ун-т строительства и архитектуры. – Киев: КНУСА, 2011. – Вып. 17. – С. 39-46.
5. Н.Л. Зоценко, Е.А. Тимофеева. Шламовый амбар для отходов нефтегазовых скважин с ґрунтоцементным антифильтрационным экраном // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – Пермь, 2015 – Вып. 1. С. 7 - 20. DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.01

ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ ЩОДО АРМУВАННЯ ГРУНТОВИХ ОСНОВ ГРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ

А.О. Васільєв, *ст. гр. БІ-17М2,*
С.О. Карпушин, *доц., канд. техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет
А.С. Карпушин, *ст. гр. БД-15*
Національний університет Львівська політехніка

Постійне здорожчання з року в рік будівель і земельних ділянок у великих містах країни диктує збільшення поверховості проєктованих будівель і, як наслідок, навантажень, а також формує тенденцію до освоєння раніше непридатних для будівництва ділянок. При цьому передані сумарні навантаження (з урахуванням власної ваги ґрунту) на основу в окремих випадках можуть досягати до 1,0 МПа. При високих навантаженнях, або несприятливих інженерно-геологічних умовах майданчиків будівництва одним із способів підвищення несучої здатності і зменшення осідання основ є вертикальне армування ґрунтів в основі будівель і споруд. Армована ґрунтова основа являє собою комбінацію ґрунту та армуючих елементів. При цьому армуючі елементи розташовуються у вертикальному напрямку з таким розрахунком, щоб обмежити деформації ґрунтів, як у вертикальному, так і в горизонтальному напрямку, для підвищення стійкості основи в цілому. Армуючі елементи при цьому змінюють умови деформування основи, взаємодіючи з ґрунтом по боковим поверхням і по торцях. Формування армованої ґрунтової основи може бути виконано як палями заводського виготовлення, в тому числі і із сталевих труб і прокатних елементів, так і виконання армуючих елементів з ґрунтоцементу. Існуючі аналітичні методи розрахунку несучої здатності і осідань армованих ґрунтових основ дають значні розбіжності між фактичними і розрахунковими величинами і вимагають подальшого розрахунку з більш точним урахуванням умов спільного деформування армуючих елементів з ґрунтовым масивом. У зв'язку з вищевикладеним, виникає необхідність вдосконалення методики розрахунку несучої здатності і осідань армованих ґрунтових основ з урахуванням зміни характеристик міцності та деформаційних властивостей ґрунтів в умовах спільного деформування армуючих елементів і ґрунту.

Метою даної статті є – проведення аналізу сучасного стану проблеми і особливостей влаштування армованих масивів з метою покращення будівельних властивостей ґрунтів, виявлення переваг і недоліків різних розрахункових схем і методик.

Під армуванням основи розуміється покращення фізико-механічних властивостей ґрунтового масиву шляхом влаштування в ньому жорстких елементів, які сумісно працюють з ґрунтом і конструктивно не зв'язані з фундаментом. Необхідних якостей основи досягають варіюванням об'єму елементів, які добре працюють на стиск і мають високе зчеплення з оточуючим ґрунтом, що забезпечує сумісну роботу ґрунту й елементів армування.

Метод армування ґрунтів ґрунтоцементними елементами отримав розповсюдження з 60-х років ХХ століття. Використовувався у Новосибірську, Набережних Човнах та інших регіонах Російської Федерації. У ті ж роки широко використовувався у республіках Середньої Азії для закріплення просадочних ґрунтів другого типу за просадковістю. Внаслідок такого армування ґрунт втрачає свої просадкові властивості.

Зараз методика, що пропонується, широко використовується у світі і, безпосередньо, в Україні. За статистичними даними у світі таким методом влаштовуються основи і фундаменти на 62% будівництва.

Основна перевага цього методу полягає в меншій матеріалоемності; швидкості зведення; надійності; буріння проводиться практично без вібрації; порівняно з пальовими фундаментами виключені відмови за рахунок недосягнення палями несучих шарів (з причини браку чи недоліків інженерно-геологічних вишукувань). Методом армування основа поліпшується на усій площі

забудови. Навантаження на таку композитну основу передається рівномірно через компенсаційну подушку зі щебеню чи піску.

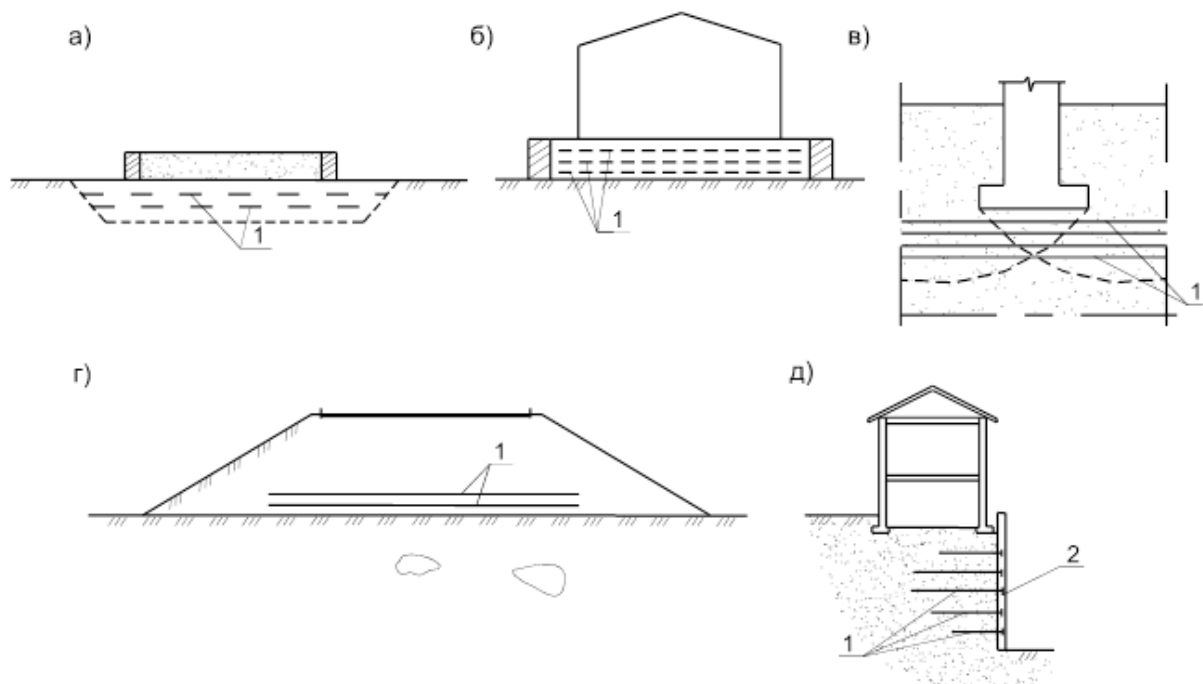
Армований ґрунт - складовий матеріал, що включає в себе шари почергово ущільненого насипного ґрунту та армуючих елементів. Армування ґрунту є одним з методів перетворення властивостей, коли в ґрунтове середовище вводяться елементи, що забезпечують сприйняття підвищених стискаючих і розтягуючих напружень. Його застосування в основі, або геомасиві повинно бути обґрунтовано техніко-економічними розрахунками шляхом порівняння варіантів з іншими традиційними рішеннями, стосовно до конкретних інженерно-геологічних умов.

Армування ґрунту підрозділяється:

- за текстурованим ознаками - анізотропне і ізотропне;
- по виду армуючих елементів - набивні, буронабивні, забивні і ґрунтоцементні палі, буроін'єкційні палі; анкери; металеві стрижні і смуги; геотекстиль; полімерні плівки; волокна, нитки, кордова тканина;
- за характером розташування армуючих елементів - вертикальне, горизонтальне, похиле в одному, двох і більше напрямках; ніздрюватими структурами; об'ємно-дисперсне;
- за способом виробництва робіт - забиванням, задавлюванням і віброзануренням; влаштуванням свердловин і ін'єкцією; закладанням у свердловини з наступним заливанням і ін'єкцією; розстиланням і розкладанням; із застосуванням бурозмішувальної і струминної технології; наживу і засипання.

Споруди з армованого ґрунту слід розглядати як гравітаційні конструкції у вигляді підпірних стін і штучних ґрунтових масивів з покращеними властивостями за рахунок наявності армуючих елементів. Їх доцільно застосовувати у наступних випадках:

- при будівництві будівель і споруд, відсіпці дорожніх насипів на слабких ґрунтах (рис. 1д; 2в; 3а; 4а);
- при будівництві фундаментів і основ під резервуари (рис. 1б; 2а; 4б);
- при відсіпанні подушок і вертикального планування в умовах щільної міської забудови (рис. 1а, в; 2в, г; 3б; 4в, г, д);

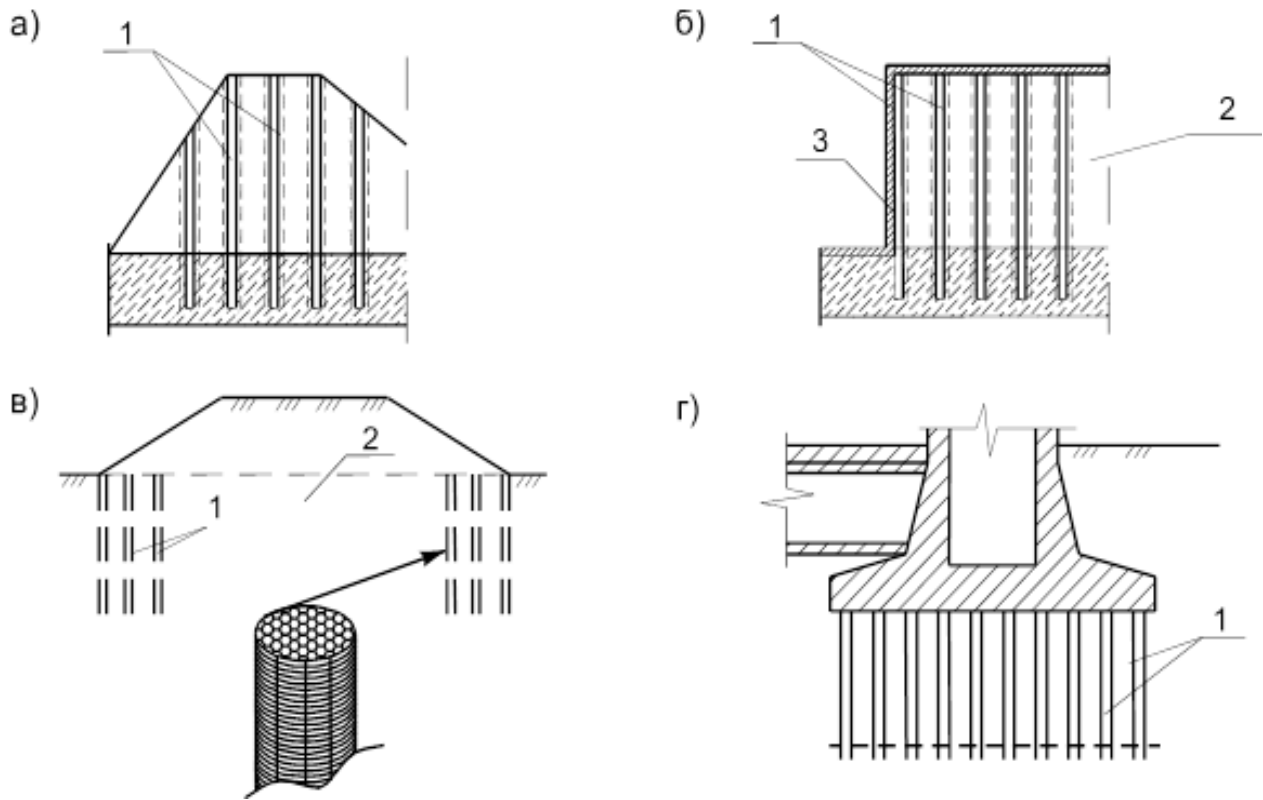


1 - армуючі елементи; 2 – облицювання;

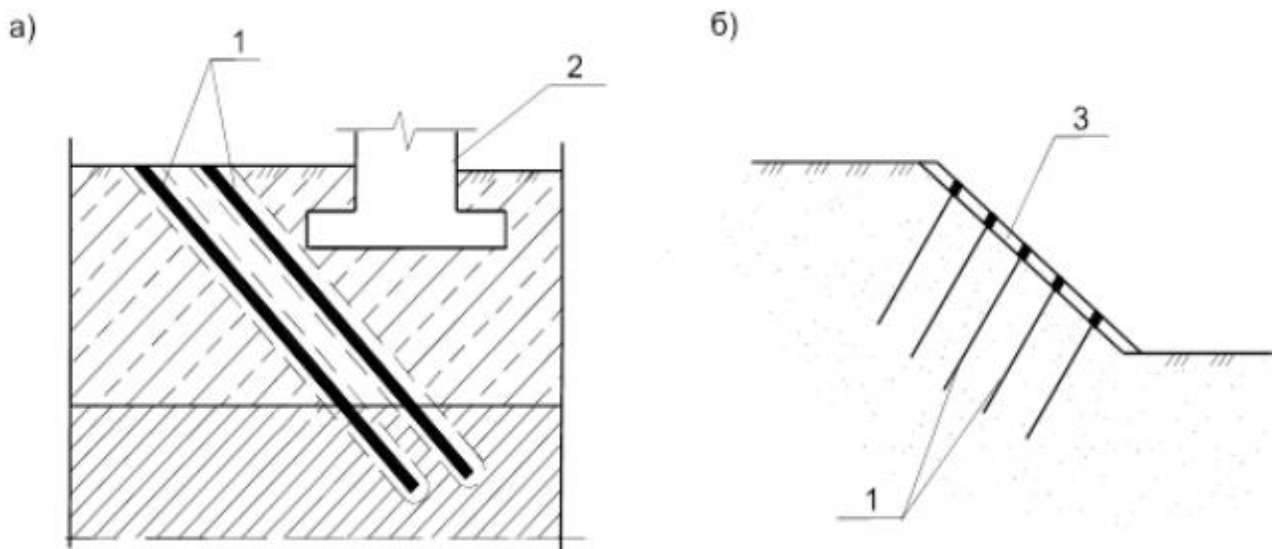
а, б - під резервуарами; в, д - під будівлею; г - армування дорожнього насипу

Рисунок 1 - Схема підсилення основ горизонтальними елементами

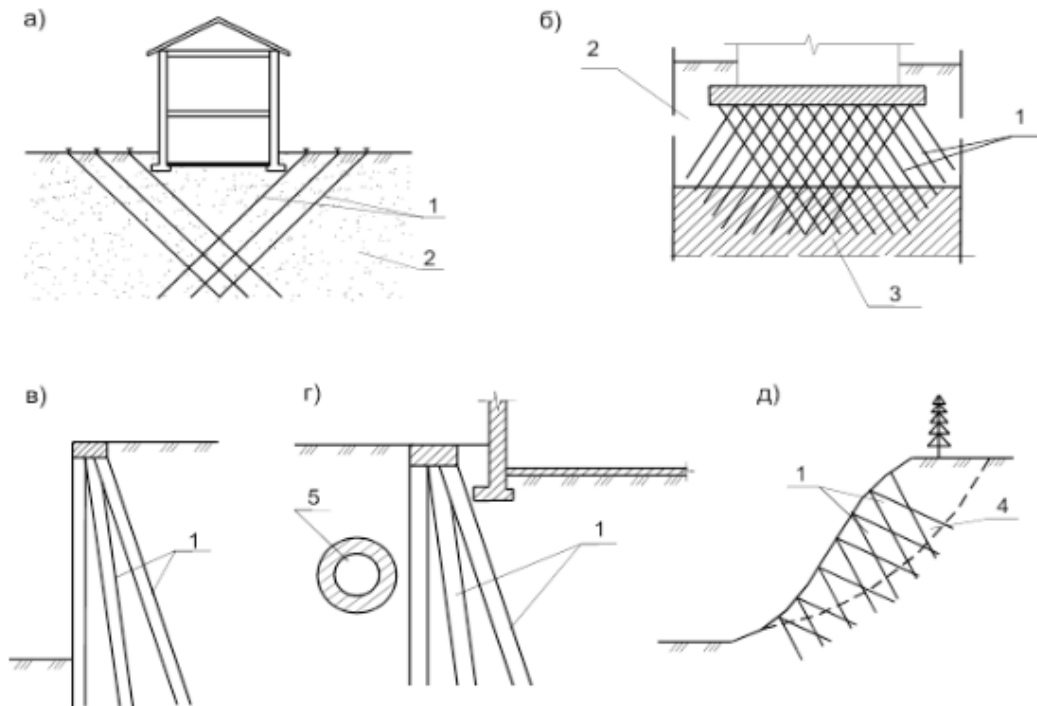
- для зменшення забруднення ґрунту, поверхневих і підземних вод;
- при заміні фундаментних конструкцій, пов'язаних з динамічним впливом і шумом на навколишнє середовище;
- при зведенні дамб і насипів з екологічно безпечних промислових відходів (рис. 1б).



1 - армуючі елементи; 2 - ґрунт основи; 3 - облицювання;
 а - дамби; б - вертикального відкосу; в - дорожнього насипу; г - під фундаментом башти
 Рисунок 2 - Схема підсилення основи вертикальними елементами.



1 - армуючі елементи; 2 - фундамент; 3 – облицювання;
 а - під фундаментом будівлі; б - схилу
 Рисунок 3 - Схема підсилення основ похилими елементами, що розташовані в одній площині.



1 - армуючі елементи; 2 - слабкий ґрунт; 3 - міцний ґрунт; 4 - поверхня руйнування в ґрунті;
5 - виробки в ґрунті (пустоти); а - під будівлею; б - під пам'ятником; в - у відкоші; г - при влаштуванні
тонелю поблизу будівлі; д - у сповзаючому схилі.

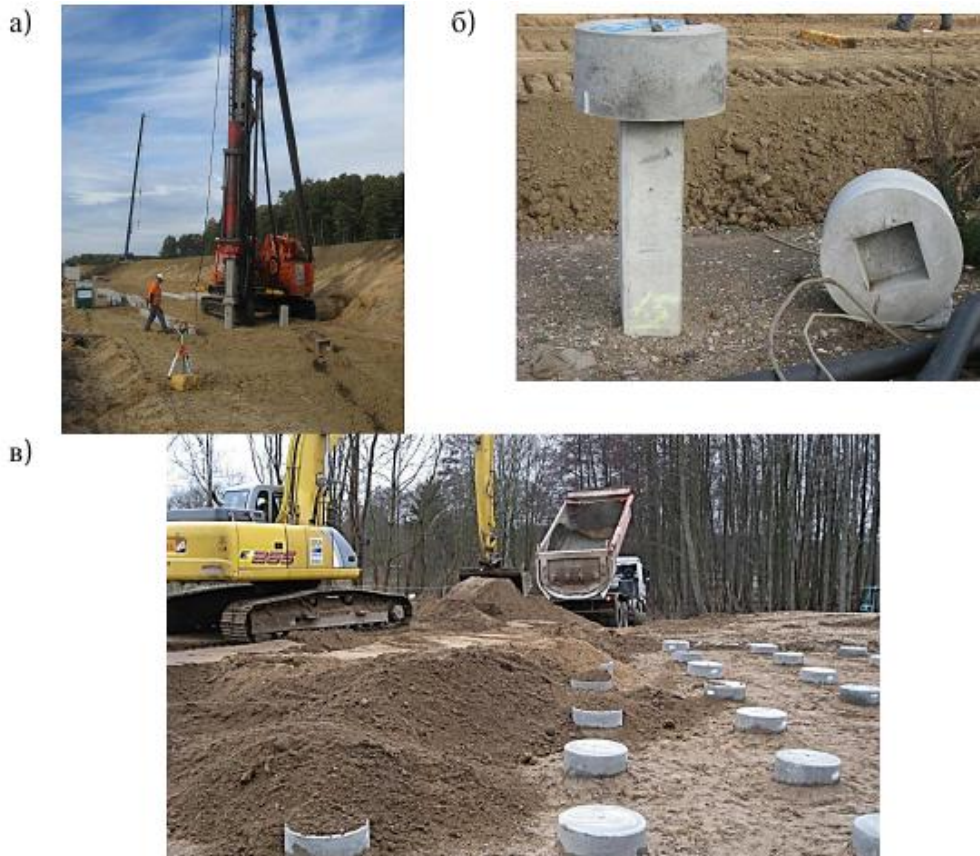
Рисунок 4 - Схема підсилення основ похилими елементами в двох площинах.

Складності, які у певних умовах проявляються при зануренні паль, а також пошуки більш технологічних і економічних рішень при будівництві на слабких ґрунтах, сприяють розробленню нових конструктивних рішень фундаментів. Одним із таких рішень є підсилення товщі слабого ґрунту різними способами (ущільненням, ін'єктуванням, електрохімічним обробленням тощо) з наступним влаштуванням на штучній основі стрічкових або плитних фундаментів.

В останні роки з розвитком технологій влаштування набивних паль отримав впровадження новий метод спорудження штучних основ шляхом армування слабких ґрунтів вертикальними жорсткими елементами. Ефект такого армування основ полягає у тому, що у певному об'ємі слабого ґрунту частина його замінюється жорстким матеріалом з достатньо великим модулем деформації. Модуль деформації утвореної штучної основи визначається як середньовиважений. Він може регулюватися у плані за рахунок зміни відстані між сусідніми елементами армування, а за глибиною - довжиною елементів армування. [1, 2, 3, 4, 5].

Вертикальні жорсткі елементи можуть бути виготовлені за допомогою таких відомих технологій як ґрунтонабивної, буронабивної, струменевої і навіть забиванням паль. Вони виконують роль елементів армування, коли між їх головами і фундаментом немає безпосереднього контакту (рис.5). Їх, звичайно, розділяє подушка із щебеню (піску) товщиною рівною половині відстані між сусідніми елементами армування.

Одним із ефективних напрямків зниження вартості пального фундаментобудування є використання у якості матеріалу ґрунтів, які залягають в основі будівель. Це досягається при використанні бурозмішувальної технології. За допомогою спеціального обладнання виконують розпушування ґрунту безпосередньо у масиві без його виймання. Одночасно у розпушений ґрунт нагнітається цементна суспензія та виконується перемішування й ущільнення ґрунтоцементної суміші. Після тужавіння суміші за всією товщиною слабого шару утворюється міцний ґрунтоцементний матеріал, який не розмокає у водному середовищі. Такі елементи можливо утворювати і у водонасиченому ґрунті, тобто нижче рівня ґрунтових вод. Досліди, які було проведено у часі з визначення міцності ґрунтоцементу показали його зростання навіть через роки після виготовлення [6].



а) – забивання залізобетонних паль копровою установкою; б) – залізобетонна паля та оголовок;
в) – наспання пісочної компенсаційної подушки на оголовки паль армованої основи.

Рисунок 5 – Армування ґрунтової основи під залізницю.

Згідно проведених досліджень д.т.н. проф. Зоценко М.Л [8]. Метод влаштування стрічкових фундаментів на штучній основі, яка підсилена вертикальними елементами армування, було досліджено при будівництві багатоповерхових житлових будинку в нагорній частині м. Полтави. Будинки, який розглядаються, мають цегляні несучі стіни з навантаженням від 400 до 1400 кН на один погонний метр. За даними вишукувань інженерно-геологічні умови будівництва у м. Полтаві ускладнені тим, що ділянка забудови складена просадковими ґрунтами (перший тип ґрунтових умов за просадковістю). Окрім того у межах плям будівель нерідко зустрічаються рештки стародавніх порожнин, які мають значне заглиблення (до 9 м нижче поверхні Землі).

Армоцементні елементи, які виготовлялися за бурозміщувальною технологією, мають діаметр 200-300 мм і довжину нижче дна котловану від 2,0 до 9,0 м.

Для перевірки ефективності армування основи у конкретних умовах будівельного майданчика проводилися дослідження стисливості основи шляхом випробовування ґрунтів штампом. Перевірка стисливості основи була проведена у природному і зволоженому станах армованого ґрунту до $S_r > 0,8$.

Розрахункову схему випробовувань прийнято відповідно до наведеної на рис. 6.

При відстані між елементами 600 мм штамп розміром у плані 1200x1200 мм завантажує площу, яка армована 12 елементами.

Польові випробовування ґрунтів штампами виконані відповідно до ДСТУ Б В.2.1.-7-2000 (ГОСТ 20276-99) Ґрунти. Польові випробовування. Для створення вертикального стискуючого навантаження на штамп була використана вантажна платформа з бетонними фундаментними блоками загальною вагою 800 кН. Вона слугувала упором для гідравлічного домкрата.

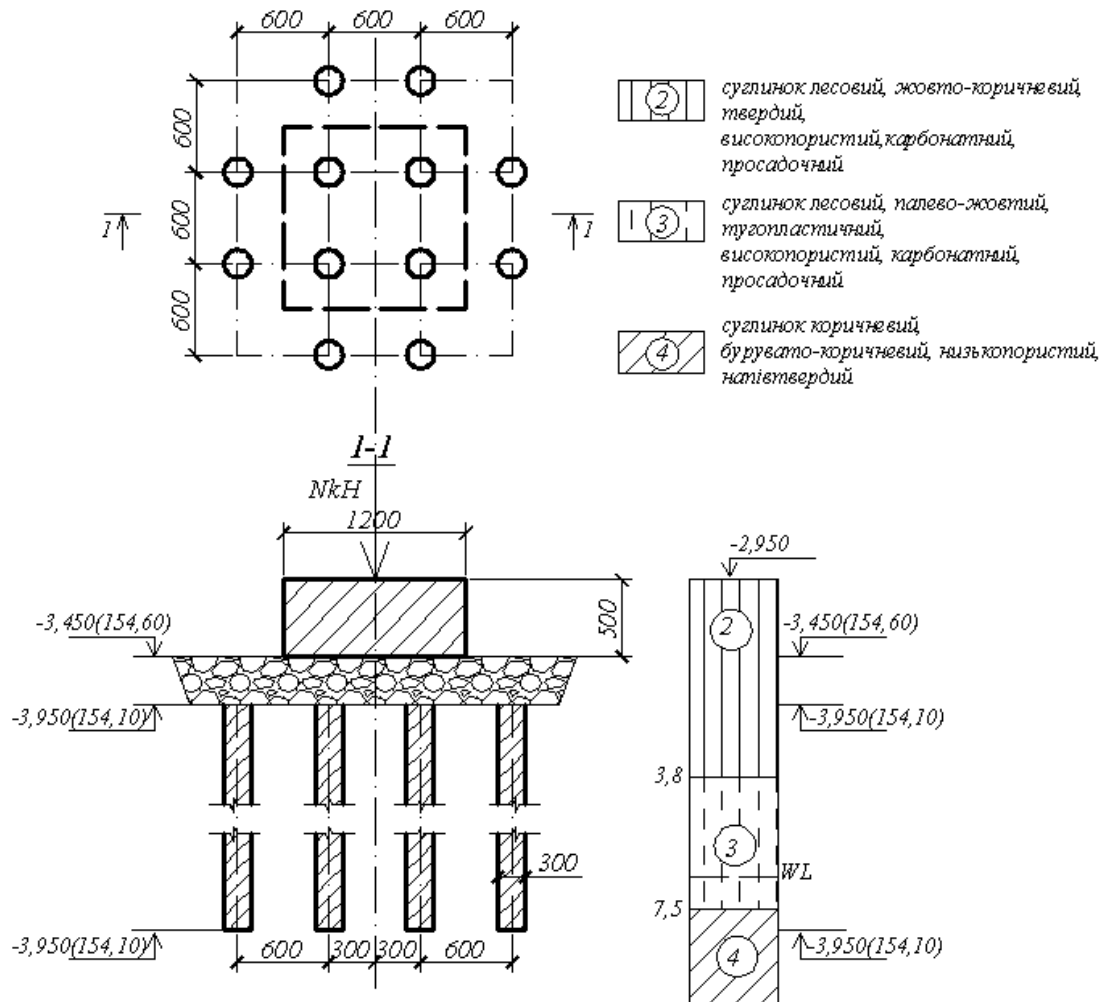


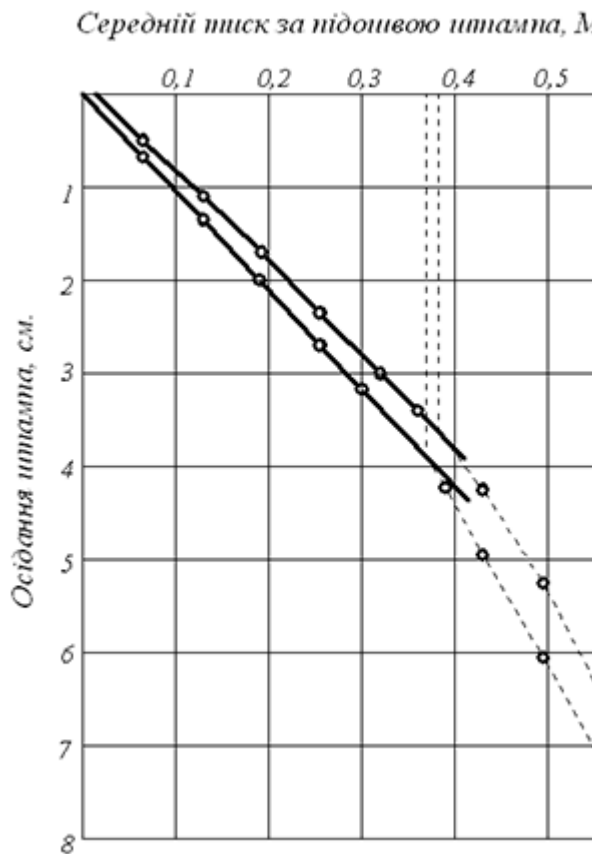
Рисунок 6 – Схема випробувань армованої основи залізобетонним квадратним штампом.

На рис.7 наведені графіки залежності осідання штампу від навантаження. Модуль деформації було визначено за формулою ДСТУ Б В.2.1.-7-2000 з урахуванням масштабного коефіцієнту, який врахував розміри штампа [7]. Розрахунковий опір ґрунту на цьому етапі досліджень визначався як перше критичне напруження σ_1 (абсолютно безпечне з точки зору міцності основи), яке визначено за точкою відхилення лінійної частини графіка від прямої.

Модуль деформації і розрахунковий опір основи за результатами випробувань штампами склали для:

- для армованої основи $E = 15,6 \text{ МПа} = 0,385 \text{ МПа}$;
- для зволоженої армованої основи $E = 14,5 \text{ МПа} = 0,370 \text{ МПа}$.

Як було сказано вище, при проектуванні стрічкових фундаментів на армованій основі її модуль деформації визначається, як середньовиважений у межах стисливої товщі. При цьому модуль деформації ґрунту у заданому стані визначається за даними інженерно-геологічних досліджень, а модуль деформації ґрунтоцементу - за даними випробувань зразків на одноосьове стиснення. За даними штампових випробувань шляхом вирішення зворотної задачі відкривається можливість перевірити модуль деформації ґрунто-цементних елементів. Розрахунки виконаємо у межах стисливої товщі основи під квадратним штампом зі стороною $b = 1,2 \text{ м}$, яка складає $H = 2,4 \text{ м}$. Для водонасичених ґрунтів шарів 2 і 3 модуль деформації за даними інженерно-геологічних досліджень склав відповідно - $E = 5 \text{ МПа}$ і $E = 4 \text{ МПа}$. При врахуванні значення модуля деформації зволоженої армованої основи за схемою, яка наведена на рис. 6, отримано за даними штампових випробувань (див. вище), маємо модуль деформації ґрунтоцементу елементів армування $E = 150 \text{ МПа}$.



1- зволожений, 2 - природної вологості
Рисунок 7 – Залежність осідання штампів на армованій основі від навантаження.

Модуль деформації ґрунтоцементу за даними літературних джерел змінюється у широкому діапазоні до $E = 16000$ МПа [6]. Величина модуля деформації залежить від міцності при стиску та фізичних властивостей ґрунтоцементу. На відміну від цементних бетонів, у яких значення модуля деформації має доволі чітку залежність від міцності на стиск, в ґрунтоцементу на величину модуля деформації має великий вплив щільність матеріалу. При рівній міцності на стиск більш високий модуль деформації буде мати матеріал з великою щільністю. У зв'язку з вищевикладеним в наш час не представляється можливим дати об'ємну таблицю з нормативними значеннями модуля пружності в залежності від міцності. В практиці будівництва фундаментів з використанням ґрунтоцементу в кожному конкретному випадку необхідно визначати модуль деформації матеріалу експериментально у відповідності з діючими інструкціями по визначенню модуля деформації для закріплених ґрунтів.

Для заповнення порожнин крізь викривні свердловини використано цементно-піщаний розчин М25. У свердловини текучий розчин подавався під невеликим додатковим тиском, який

створювався за рахунок положення його рівня на 300-400 мм вище склепіння порожнин. Після закачування розчину у викривні свердловини вони заповнювалися глинистим ґрунтом пошарово з ущільненням ручними трамбівками до щільності скелету ґрунту $\rho_d = 1,6$ г/см³. Модуль деформації цього ґрунту склав $E = 8$ МПа.

По центру кожної викривної свердловини після їх заповнення ущільненим ґрунтом влаштовані за проектною технологією ґрунтоцементні елементи армування на проектну глибину.

Які контрольні заходи заповненням порожнин були розглянуті:

- результати повторного влаштування елементів армування по границі і у межах виділеної ділянки території небезпечної з точки зору наявності підземних порожнин;
- влаштування нових елементів армування основи у межах небезпечної ділянки у тих місцях, де вони не були передбачені проектом.

Вважалось, що коли повторна чи додаткова свердловина при влаштуванні елементу армування приймає проектну кількість цементного розчину – 30 літрів, це означає що ні порожнин, ні пухкого ґрунту у цьому місті немає. Коли витрати цементу досягають до 60 літрів це означає, що проходили пухкий ґрунт, який може насичуватися розчином так як і розпушений ґрунт у свердловині. Коли витрати цементу досягають витрат більших ніж 60 літрів це означає наявність невеликих порожніх об'ємів у основі, заповнення яких означається стабілізацією рівня розчину у свердловині при влаштуванні елементу армування.

При проектуванні безкаркасної 6-ти поверхової будівлі різниця у навантаженнях на несучі стіни складала до 500 кН. При складанні проекту основ і фундаментів виникли певні складності при дотриманні умов нерівномірних деформацій основи. Навіть було розглянуто варіант розміщення усієї будівлі на суцільній залізобетонній плиті. Паралельно було розглянуті стрічкові фундаменти на штучній основі, яка армована вертикальними жорсткими елементами, що виконуються за бурозмішувальною технологією. На рис.8 показано поперечний розріз будівлі з несучими

повздовжніми стінами. Розміри стрічкових фундаментів визначено з умови, що розрахунковий опір ґрунту за підшовою фундаменту $R = 0,3$ МПа.

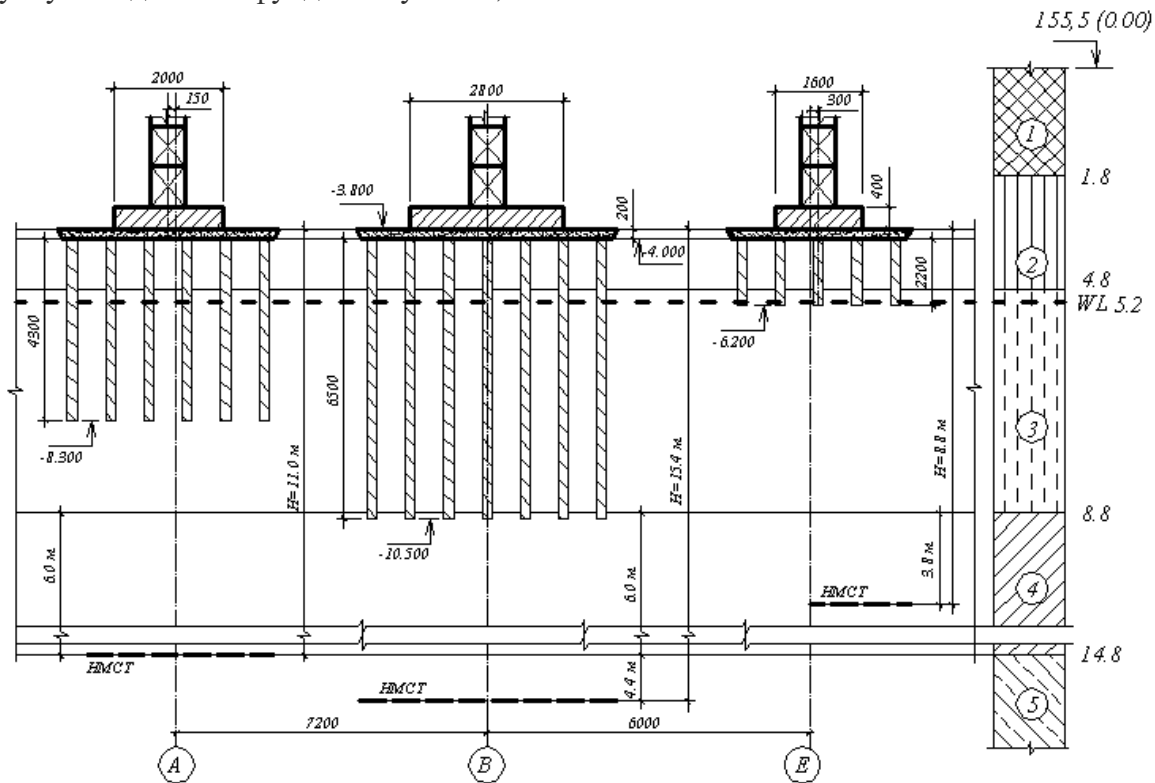


Рисунок 8 – Розрахункові схеми для розрахунку осідань основи житлової будівлі.

Регулювання модуля деформації ґрунтів у межах стисливої товщі виконується за рахунок довжини елементів армування при однаковій відстані між ними у плані = 0,7 м. Основа фундаментів за трьома осями складається із трьох шарів ґрунтів з модулем деформації у заданому стані: шар 2 - суглинок лесовий середній, $E = 3,5$ МПа; шар 3 - суглинок лесовий легкий, $E = 6,0$ МПа; шар 4 - суглинок лесовий середній, $E = 11,0$ МПа. Внаслідок армування за визначеною схемою модуль деформації ґрунтів у заданому стані збільшився до: шар 2 - $E = 13,0$ МПа; шар 3 - $E = 15$ МПа.

Розрахунки осідання основи проведені за методикою проф. І.О.Розенфельда:

- вісь А, стислива товща $H = 11,0$ м; середній модуль деформації = 9,5; осідання $S = 5,5$ см;
- вісь В, стислива товща $H = 15,4$ м; середній модуль деформації = 14,0; осідання $S = 6,8$ см;
- вісь Е, стислива товща $H = 8,8$ м; середній модуль деформації = 14,0; осідання $S = 5,7$ см.

Нерівномірне осідання склало між осями А і В та В і Е відповідно склало:

$$\frac{6,8 - 5,5}{720} = 0,0017 \quad \frac{6,8 - 5,7}{600} = 0,0018 -$$

Таким чином, нерівномірне армування основи за її глибиною дозволило вирівняти осідання сусідніх стрічкових фундаментів житлової будівлі. При таких умовах вдалося задовольнити умови розрахунку фундаментів за другим граничним станом відповідно до вимог ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд.

Викладений матеріал впровадження методу армування основи вертикальними елементами, що виконані за бурозмішувальною технологією, при сучасному будівництві дозволяє зробити такі основні висновки:

1. Впровадження способу підсилення слабкої основи армуванням вертикальними жорсткими елементами, що виготовляються за бурозмішувальною технологією, слід проводити на підставі п.6.3 ДБН В.3.1-1-2002 [1].

2. Ефективність використання вказаного способу закріплення основи у ґрунтових умовах першого типу за просадочністю підтверджена тим, що армування ґрунту практично нейтралізувало просадочні властивості ґрунту. При цьому стисливість основи зменшилася у 3 рази, а розрахунковий опір її підвищився удвічі. Це дозволило використати стрічкові

залізобетонні фундаменти при будівництві багатопверхових житлових будинків з цегляними несучими стінами взамін пальових і плитних. При цьому кошторисна вартість влаштування фундаментів зменшилася на 20-40%, а термін їх будівництва скоротився удвічі.

3. При армуванні основи бурозмішувальним способом перевірена можливість точного визначення положення заглиблених порожнин, або ослаблених включень, у її товщі. Ознакою наявності таких утворень є підвищена кількість витрат цементної суспензії проти проектної. З іншої сторони проектні витрати суспензії свідчать про відсутність у товщі основи порожнин і послаблень, що нерідко зустрічаються при будівництві у межах стародавньої забудови. Цей принцип покладено в основу контролю за якістю тампонування підземних порожнин і послаблень у межах плями будівлі.

Список літератури

1. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. - К.: Держбуд.- 2003.- 82 с.
2. P.S. Seco e Pinto. Ground improvement - New developments.- .- Proceedings of the 17 th. EYGEC, V. Sravits - Nossan (ed.), Zagreb: Croatia, 20-22 July.- 2006.- p.p. 3-36.
3. Kuokkanen M. Mass and Column for a Stabilization of Peat and Clay for a Road Embankment in Sodertalje, Sweden.- Proceedings of the 17 th. EYGEC, V. Sravits - Nossan (ed.), Zagreb: Croatia, 20-22 July.- 2006.- p.p. 123-132.
4. Степура И.В., Шокарев В.С., Трегуб А.С., Павлов А.В., Павленко В.П. Армирование лессовых грунтов оснований зданий и сооружений – Международная конференция по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству. - Пермь, Россия, ПГТУ. – 2004.- С. 213-21.
5. Соколович В.Е., Мотузов Я.Я., Котов А.И. (НИИОСП). Закрепление илов цементом. В сб. Строительство на слабых водонасыщенных грунтах . – Одесса: Госстрой СССР. – 1975.- С. 267-267.
6. Токин А.Н. Фундаменты из цементагрунта. - М.: Стройиздат, 1984. – 184 с.
7. Цытович Н.А. Механика грунтов. - М.: Стройиздат, 1963. - С. 635.
8. Зоценко М.Л., Петраш Р.В., Гудімов О.О. Особливості армування ґрунтів вертикальними ґрунтоцементними елементами // Фундамент буд 3. Основи та фундаменти. Виробництво укріплення та реконструкція захист. (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка). Полтава. Режим доступу: <http://fb3.com.ua/ua/novini/osoblivosti-armuvannya.html>.

АНАЛІЗ КРИОГЕННИХ ПРОЦЕСІВ В ГРУНТОВИХ ОСНОВАХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Є.Р. Гришко, *ст. гр. БІ-17МЗ,*

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

Центральноукраїнський національний технічний університет

А.С. Карпушин, *ст. гр. БД-15*

Національний університет Львівська політехніка

Сезонне промерзання і відтавання ґрунтів має місце практично на всій території України, а також у багатьох країнах світу. При цьому пошкодження будівель і споруд внаслідок дії сил і деформацій морозного здимання досить численні [1]. Особливу групу об'єктів, що зводяться в останні десятиліття, складають глибокі котловани. Зважаючи на тривалість будівництва котлованих споруд, що складають іноді не менш декількох років, кріплення котлованів і ґрунту з тильного боку виробок піддаються замерзанню і супроводжуючого його морозному пученню. Врахування таких сил і деформацій вимагає вивчення їх проявів при неоднорідному промерзанні. Це змушує розглядати еволюцію температурних полів в 2-х - 3-х мірної постановці. Зауважимо, що, суворо кажучи, будь-яка присутність будівель і споруд, через різницю в теплопровідності матеріалів конструкцій і ґрунтів, наявності підвалів і приямків і т.п., завжди веде до неоднорідності розподілу температурних полів. При цьому внаслідок складності геометрії розглядаються області, різнорідні матеріали і ґрунти, рішення температурних задач можливо тільки чисельними методами. Прийнято вважати, що деформації морозного здимання розвиваються перпендикулярно фронту промерзання. Разом з тим, при суворо однорідному промерзанні різні дослідники відзначають розвиток горизонтальних напружень в ґрунті, що свідчить про наявність потенційних деформацій, перпендикулярних фронту. Таке явище отримало назву «анізотропії морозного обдимання». У разі присутності кількох фронтів промерзання слід очікувати прояву деформацій обдимання відповідних напрямків і супутніх їм деформацій, обумовлених анізотропією. Очевидно, прояв цих деформацій буде відчутно впливати на напружено-деформований стан (НДС) системи «неоднорідно промерзла основа - споруда».

Для кращого розуміння процесів анізотропії морозного обдимання виконаємо аналіз явищ і відповідних їм процесів, що будуть відбуватися за умов вічно-мерзлого ґрунту, тобто в умовах де ці процеси найбільш яскраво виражені. Нас будуть цікавити процеси у верхньому, так званому «діяльному шарі» [2-6].

Криогенними процесами називають геологічні процеси, які відбуваються при промерзанні або відтаванні гірських порід, а також замерзанні підземних вод. Сезонне відтавання - це відтавання влітку верхньої частини товщі мерзлих порід.

Шар, що тане називається сезонно-талим шаром. Сезонне промерзання відповідно - промерзання взимку верхньої частини талих порід, що представляє собою сезонно-мерзлий шар.

Промерзання поверхневих шарів земної кори обумовлює об'ємне деформування багатьох вологих дисперсних гірських порід, ґрунтів, що виражається в збільшенні об'єму і нерівномірному піднятті їх поверхні внаслідок замерзання води і утворення крижаних включень. Процес такого деформування порід в будівельній практиці прийнято називати морозним обдиманням, а самі ґрунти, котрі піддаються пученню, здимистими або морозонебезпечними.

Необхідність врахування і попередження впливів промерзаючих морозонебезпечних ґрунтів на фундаменти і конструкції будівель і споруд (що пов'язане з оцінкою деформацій і сил морозного здимання) є одною з основних умов забезпечення стійкості, експлуатаційної придатності та довговічності споруд, що зводяться в районах сезонного промерзання ґрунтів.

Процеси, що відбуваються в активному шарі. (Сезонне промерзання і відтавання).

До них відносяться: значні коливання температури; промерзання і відтавання ґрунтів; морозне здимання ґрунтів; міграція вологи до фронту промерзання; переміщення вологи під дією

гідралічного градієнта; утворення морозобійних тріщин; сповзання ґрунту по схилах (соліфлюкція); поверхневі зсуви.

Коливання температури.

Коливання температури по глибині діяльного шару 1 і шару вічномерзлого ґрунту 2 (рис. 1) легко зафіксувати, вимірюючи температуру на різних глибинах протягом року в свердловині. Результати вимірювань наведені на рисунку, римськими цифрами вказані місяці. Найбільші коливання температури відчуває самий верхній шар. З глибиною коливання зменшуються, і нижче деякої межі 3 температура практично постійна. Цю межу називають *кордоном нульових амплітуд сезонних коливань температури*.

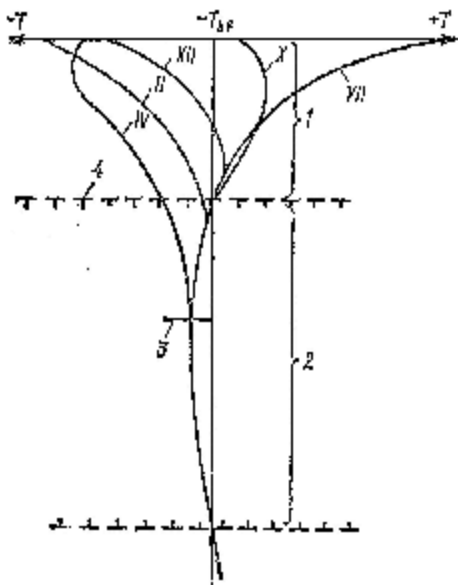


Рисунок 1 – Розподіл температури в межах товщини зливаючогося діяльного шару і шару вічномерзлого ґрунту (За початок координат прийнята температура початку замерзання ґрунту).

Графік коливань температури демонструє і хід промерзання і відтавання ґрунтів, що залягають вище кордону відтавання 4. Згідно зі спостереженнями, ґрунт промерзає переважно зверху. Однак при зливаючомуся діяльному шарі має місце невелике промерзання ґрунту і знизу, від верхньої межі вічномерзлого ґрунту. Відтавання ґрунту відбувається тільки зверху.

Морозне пучення.

Під *морозним (криогенним) обдиманням* розуміється внутрішнє об’ємне деформування промерзлих вологих ґрунтів, нескельних гірських порід і ґрунтів, що приводить до збільшення їх об’єму внаслідок кристалізації в них води і розуцільнення мінеральної складової при утворенні крижаних включень у вигляді прошарків, лінз, полікристалів і т.д.

В ході промерзання вологих пилувато-глинистих ґрунтів і пилуватих дрібних пісків, як правило, відбувається морозне здимання ґрунту, яке є наслідком збільшення обсягу води при переході її в лід і міграції вологи з нижніх горизонтів до фронту промерзання. Морозне пучення в разі зливаючогося діяльного шару досить обмежене і найчастіше не перевищує 3% його товщини. Однак якщо відбувається рух надмерзлотої ґрунтової води або діяльний шар не промерзає до верхньої межі шару вічномерзлого ґрунту, то морозне здимання може досягати десятків відсотків товщини цього шару і мати значний вплив на конструкції, розташовані в межах його інтенсивного впливу. Ці конструкції в ході промерзання піднімаються силами обдимання вгору, навесні ж вони не можуть переміщатися вниз разом з осідаючим ґрунтом, який відтає зверху, так як утримуються ще не ставшою частиною діяльного шару, а іноді і шаром вічномерзлого ґрунту. Наслідком цього є випинання конструкцій, заглиблених в ґрунт (стовпів, фундаментів та ін.).

Одне з явищ, широко поширене в межах криолітозони, - це багаторічні горби обдимання. Утворюватися вони можуть по-різному. Так, наприклад, при промерзанні талих торфовищ взимку до них починає мігрувати вода з талих порід. Вона тут же замерзає, перетворюючись в об’ємистий шлір льоду. Торфовище підводиться, на ньому утворюється горб, що постійно

збільшується, оскільки вода все продовжує надходити. Швидкість зростання таких горбів становить до 10-30 см в рік. Вони досягають у висоту від 2-3 до 20 м, а в основі - від декількох десятків до сотень метрів. Такий бугор пучення називають міграційним, тому що він утворився в результаті міграції вологи.

Існують і інші види багаторічних горбів обдимання. Один з них - ін'єкційний. Він виникає зазвичай в районах дрібних озер і інших невеликих водойм. Взимку таке озеро на вічній мерзлоті часто промерзає до дна. Однак під ним завжди є насичені водою талі породи. Вони також починають промерзати. Талі породи виявляються як би в мерзлому мішку: зверху них лід, знизу вічна мерзлота. Обсяг такого мішка в міру промерзання поступово зменшується, і вода талих порід, стискаючись, починає тиснути на стримуючі їх стінки та покрівлю. Нарешті, піддавшись цьому тиску, мерзла покрівля в найбільш слабкому місці вигинається, утворюючи бугор пучення шлемовидної форми. Такі горби обдимання якути називають «булгунняхи», а ескімоси - «пінг». Розмір їх залежить від кількості води в підозерних талих породах (талики) і може досягати у висоту 30-60 м, а в основі - 100-200 м. Найбільш часто булгунняхи зустрічаються в Центральній Якутії, на арктичних приморських низинах північного сходу Сибіру і Північної Америки.

Найбільш поширене явище - випинання вкопаних стовпів, каменів і інших твердих тіл з пухких відкладень, які при промерзанні збільшуються в обсязі і пучаться. Нерідко взимку такі пухкі ґрунти змерзаються з укопаним стовпом, а потім, пучась, піднімають його вгору. Стовп як би виймається з непромерзлої частини сезонно-талого шару. Новоутворена під ним порожнина заповнюється водою або розрідженим ґрунтом. При повному промерзанні сезонно-талого шару в цій порожнині утворюється лід або сильнольодистий ґрунт. Влітку, поки не відтане підшва стовпа, він зберігає своє підняте положення. Після витавання льоду в порожнині під стовпом залишається ґрунт, і тому стовп, хоча і йде в землю, але не настільки, щоб прийняти своє початкове положення. З початком наступної зими історія повторюється. І так з року в рік. Поступово стовп втрачає стійкість, нахиляється і падає. Не біда, коли це відбувається зі стовпами огорож, але коли падають телеграфні стовпи і опори електромережі, деформуються палі фундаментів будівель - це вже стихійне лихо. У природі ж багаторічний процес виносу валунів, скельних уламків і дрібного каміння призводить до формування на поверхні кам'яних розсіпів, утворення на пологих схилах цілих кам'яних потоків.

Морозне пучення різко змінює фізико-механічні властивості ґрунтів при відтаванні. Ці зміни пропорційні інтенсивності пучення. При відтаванні мерзлих ґрунтів, які зазнали пучення, підвищується водопроникність і стисливість розмороженого ґрунту, значно знижується його несуча здатність, що призводить до осідання споруд, а на залізних і автомобільних дорогах - до весняних осідань земляного полотна, що супроводжується розрідженням і виплесками ґрунту, утворенням горбів випинання, зміщенням укосів, кюветів і т.п.

Переміщення вологи.

Переміщення вологи під дією гідравлічного градієнта властиво надмерзлотним, міжмерзлотним і підмерзлотним ґрунтовим водам.

Надмерзлотні ґрунтові води, зазвичай переміщуються тільки при ухилі місцевості, здебільшого в пісках, супісках та інших ґрунтах з гарною фільтрацією. При незливаючомуся діяльному шарі вони можуть перебувати в шарі талого ґрунту. Ці води мають істотний вплив на міграцію вологи до фронту промерзання і сприяють морозному пученню ґрунтів діяльного шару.

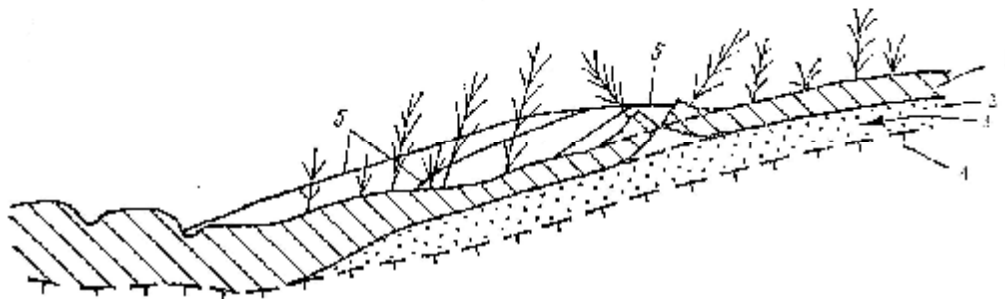
Міжмерзлотні підземні води знаходяться між двох шарів вічно-мерзлого ґрунту. Зазвичай вони служать шляхами для виходу підмерзлотних вод на поверхню землі або в діяльний шар.

Підмерзлотні підземні води, розташовані під шаром вічномерзлого ґрунту, мають значення при влаштуванні фундаментів тільки в разі виходу вод через талики в діяльний шар і живлення ними надмерзлотних вод.

ґрунтові неледі і розтріскування порід.

При наявності підземних вод усіх видів створюються умови для утворення ґрунтової криги. Навіть при невеликому ухилі місцевості надмерзлотні води переміщуються вниз по схилу (рис. 2). Якщо ґрунт, наприклад під дорогою, промерзне до верхньої межі вічномерзлого ґрунту раніше, ніж на решті території, покритої рослинністю і снігом, то між промерзшим шаром і шаром вічномерзлого ґрунту в непромерзлому шарі будуть накопичуватися ґрунтові води з підвищеним тиском. Під дією цього тиску промерзлий шар може бути піднято і зламано в

слабкому місці. Після цього вода почне витікати через тріщину, утворюючи ґрунтову неледь. У деяких випадках розрив промерзлого шару не відбувається, але він піднімається вгору у вигляді пагорба, і під ним утворюється лінза льоду.



1 - промерзлий шар ґрунту; 2 - водоносний непромерзлий шар ґрунту;
3 - ґрунтові води, що переміщуються по схилу; 4 – вічномерзлий шар ґрунту; 5 - ґрунтова наледь
Рисунок 2 – Схема утворення ґрунтової криги на схилі місцевості:

Окрім розглянутої, можливі й інші причини утворення ґрунтової криги. Так, налідь може утворюватися в місцях виходу на поверхню міжмерзлотних і підмерзлотних ґрунтових вод, а також внаслідок замкнутості обсягу обводненого ґрунту, оскільки промерзання води в піску призводить до її віджимання від фронту промерзання. Віджимання ж, в свою чергу, створює гідростатичний тиск, що викликає підняття промерзлого шару в окремих місцях.

Як вже було сказано, у верхній частині промерзлого шару температура ґрунту сильно знижується (див. рис.1). В такому випадку ґрунт поводить себе як тверде тіло, тобто зменшується в об’ємі. Це призводить до невеликого опускання поверхні ґрунту по вертикалі і до виникнення в ньому напружень розтягу в горизонтальному напрямку. Під впливом цих напруг в ґрунті утворюються морозобійні тріщини. Їх утворенню сприяє вигин промерзлого шару, так як у верхній частині він стискається в результаті зниження температури більше, ніж у межі промерзання. У той же час вигину промерзлого шару перешкоджає момент, що виникає від дії його ваги. В результаті зазначених причин утворюються в промерзлому шарі тріщини спочатку мають невелику ширину розкриття, потім у міру зниження температури вони отримують розвиток. Особливо несприятливий вплив морозобійних тріщин на лінійні споруди (трубопроводи, підземні кабелі та ін.) - він призводить до їх руйнування.

Інший вид криогенних процесів - розтріскування мерзлих порід. Через різницю в негативних температурах в різних частинах мерзлих порід вони розколюються. При сезонному промерзанні порід глибина утворення тріщин не перевищує потужності сезонно-мерзлого шару. Однак в багаторічномерзлих породах такі тріщини можуть проникати на глибину до 3 - 4 м і більше.

Якщо з якої-небудь причини (потепління клімату, діяльність людини) глибина сезонного відтавання досягає сильнольодистих ґрунтів або підземних льодів, то вони теж починають відтавати. З’являється вода, яка, нагріваючись на сонці, підвищує температуру порід, що знаходяться під нею, і вони продовжують танути далі. Причому ці породи поступово ущільнюються за рахунок танення льоду. Так утворюються термокарстові озера. При певних умовах під таким озером може протанути вся товща мерзлих порід наскрізь.

Соліфлюкція (від лат. Solum - «ґрунт»; fluxus - «протягом») - повільне сповзання ґрунту по схилах відбувається в умовах здимання. Причиною цього процесу є підняття частинок ґрунту, розташованих біля поверхні землі по нормалі до неї при промерзанні і розвитку пучення (наприклад, з точки А в точку В - рис. 3) і опускання їх при відтаванні під дією сил гравітації по вертикалі вниз (з точки у в точку С). В результаті за один рік частки ґрунту з точки А перемістяться в точку С. Аналогічна картина буде спостерігатися в межах всього схилу. Частинки ґрунту, розташовані на деякій глибині, будуть здійснювати такий же рух, але з меншою інтенсивністю. Це веде до загасання переміщення ґрунту по схилу з глибиною. Явище соліфлюкції чинить негативний вплив на лінійні споруди, що прокладаються на схилах.

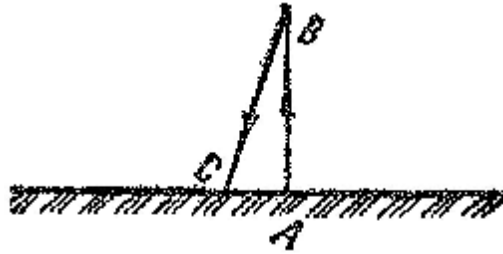


Рисунок 3 – Схема переміщення частинки ґрунту, що знаходиться на поверхні укусу.

На схилах крутизною 1:1,5 і 1:2, окрім соліфлюкції, навесні спостерігається утворення поверхневих зсувів (сповзання частини шару сезонного відтавання). Вони викликаються наступними причинами. При промерзанні ґрунту відбувається міграція вологи у верхні горизонти діяльного шару. В результаті верхня його частина перезволожується. У процесі відтавання перезволожені ґрунти легко сповзають по шару ще мерзлого ґрунту. Цьому сприяє наявність прошарків і лінз льоду, які збігаються за напрямком з напрямком укусу. Дослідження, виконані Н. К. Захаровим в ЛИСИ, показали, що в процесі відтавання суглинків їх опір зрушенню може зменшуватися приблизно на 50%.

Таким чином, в межах діяльного шару протікає одночасно багато процесів, які необхідно враховувати при будівництві в районах розповсюдження вічномерзлих ґрунтів і ґрунтів, що сезонно промерзають.

Список літератури

1. Парамонов М.В. Напряженно-деформированное состояние системы «основание-сооружение» при неоднородном промерзании ґрунтов: автореф. Дисс. На соискание учёной степени канд-та техн. Наук: спец. 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения / М.В. Парамонов. – Санкт-Петербург, 2013. – 22с.
2. Б.И. Далматов Механика ґрунтов, основания и фундаменты. Ленинград. Стройиздат. 1988 г.
3. А.Б. Фадеев Инженерная геология и гидрогеология. Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Санкт-Петербург. 2007 г.
4. В.П. Ананьев, А.Д. Потапов Инженерная геология. М.: Высшая школа, 2002, 2005 г.
5. Електронний ресурс. Режим доступу: <http://pochemy.net/?n=1201>
6. В.О. Орлов Пучение промерзающих ґрунтов и его влияние на фундаменты сооружений. Л: СИ, 1977 г.

ПОКРІВЛЯ ЯК ЕЛЕМЕНТ ВИРАЗНОСТІ І ФУНКЦІОНАЛЬНОСТІ

В.В. Лісанчук, ст. гр. БІ-17МЗ,
С.О. Карпушин, доц., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет
А.С. Карпушин, ст. гр. БД-15
Національний університет «Львівська політехніка»

З точки зору будівельної термінології покрівля представляє собою конструктивний елемент верхньої частини будівельних споруд і відрізняється від даху тим, що оберігає ці споруди як від механічних впливів, так і від потрапляння всередину приміщень атмосферних опадів. Окрім того, саме покрівля надає будинкам, особливо приватним, виразність та індивідуальність (рис.1).



Рисунок 1 – Приватні будинки в одному із містечок «старої» Англії.

Основними елементами будь-якого виду покрівлі даху приватного будинку є:

- скат або похила поверхня;
- гребінь (або перетин ската) - це горизонтальні і похилі ребра ската;
- розжолобки і яндови (вхідні кути) - розташовуються на перетині скатів;
- карнизний і фронтальний звіс - краї покрівлі, що знаходяться безпосередньо над

стінами споруди;

водоприймальні воронки, стоки та водостічні труби.

Схематичний план покрівлі представляється у вигляді основи і безпосередньо покрівельного покриття. Як основа можуть виступати суцільні плити, риштування або настил. Вони, як правило, укладаються поверх несучих елементів даху: крокв або балок. Покрівля монтується поверх цієї основи, а в її якості можуть бути використані:

- профільовані металеві листи (метало профіль. металочерепиця);
- листові мідь, алюміній;
- азбестові хвилясті листи (шифер);
- картонно-бітумні листи (ондулін)
- натуральна, полімерно-пісчана або [гнулка черепиця](#) (шинглас);
- рубероїд;
- деякі природні матеріали: солома, драмка або очерет.

Представлений перелік покриття достатньо широкий і застосовуваний. Це свідчить про те, що ідеального покрівельного матеріалу на даний час не існує. Кожний з представлених типів покриття має свої недоліки.

Профільовані металеві листи (метало профіль, металочерепиця). Так, популярні останніми роками метало черепиця і метало профіль володіють високим коефіцієнтом теплопровідності. Металева поверхня під сонячними променями нагрівається до $+70^{\circ}\text{C}$, а в морози охолоджується до -30°C , та як наслідок має суттєві температурні деформації, що призводить до щонайменше добових переміщень в крокв'яних конструкціях. Метало профіль (черепиця) нагріваючись від перших променів сонця інтенсивно передає температуру в замкнене горищне приміщення, що вимушене працювати як теплоаккумулятор. Протягом світлового дня та ночі іде інтенсивна передача теплової енергії через стелю створюючи далекі від комфортних умови для мешканців верхнього поверху, власне як і мансардового. Початок нового дня, що супроводжується першими променями сонця провокує появу конденсату на зовнішній та внутрішніх поверхнях покриття. Процес відбувається майже круглий рік. За умов: влітку температура вночі менше $+15...+17^{\circ}\text{C}$, взимку це мають бути незначні морози, до -10°C . Конденсат призводить до корозії черепиці відсирівання утеплювача. Тому до перевезення, різання та монтажу метало черепиці висуваються підвищені вимоги, що мають за мету вберегти лакофарбове покриття від пошкоджень. Природні опади супроводжуються значним шумом від взаємодії з металевою покрівлею. Перевагами є: негорючість, доступна ціна, легкість монтажу в наслідок малої ваги, глянцева поверхня сприяє самоочищенню, матеріал володіє достатньо жорсткістю та міцністю для великих фронтальних і скатних звісів. Термін служби метало черепиці відповідно до гарантії виробника складає 15 років. Для збільшення терміну експлуатації металочерепиці застосовуються такі види захисних покриттів: пурал; поліестер; пластизол; PVDF.

Аналогічна ситуація з покриттям з листової міді, алюмінію. До переваг додатково слід віднести корозійну стійкість, довговічність, естетичну виразність та казковий шарм. До додаткових недоліків «космічну вартість».

Азбестові хвилясті листи (шифер). Характеризуються декілька меншою у порівнянні зі сталлю теплопровідністю. Матеріал перевірений часом, доступний у вартісному відношенні, простий у монтажі, негорючий, володіє меншою у порівнянні зі сталлю тепловою деформативністю, володіє більшою в порівнянні зі сталлю звукоізоляцію, достатньо міцний для великих фронтальних і скатних звісів. Недоліки: канцерогенні властивості азбесту, крихкість, вага - $15\text{кг}/\text{м}^2$, недостатня естетична виразність (убогість), схильність до наростів з цвілі, моху, грибка.

Картонно-бітумні листи (ондулін). Матеріал легкий, адаптивний до арочних жолобчастих конструкцій, легкий в монтажі і обробці (можна різати звичайними канцелярськими ножицями), достатньо довговічний (термін служби 25 років), має високі показники звукоізоляції, еластичний до механічного впливу (град). Недоліки: горючий, має низьку міцність на розрив (падіння мерзлої бурульки спричинить втрату цілісності і герметичності), непридатний для великих фронтальних і скатних звісів (завертається), швидко під впливом кліматичних факторів втрачає колір та форму, володіє недостатньою естетичною виразністю, схильністю до наростів з цвілі, моху та грибка.

Натуральна керамічна черепиця. Головними перевагами є: екологічна чистота, низький коефіцієнт теплопровідності, практично нульова теплова деформативність і як наслідок високо комфортні умови в помешканні, висока естетична виразність, довговічність. Недоліки: висока вага, висока ціна, крихкість, відносна складність монтажу, складність ремонту та переміщення по покрівлі, складність влаштування примикань до мансардних вікон, яндів, технологічних елементів, схильність до наростів з цвілі, моху і грибка.

Полімерно-пісчана черепиця. Переваги: майже нульова теплова деформативність в наслідок дискретності матеріалу, висока естетична виразність, довговічність, глянцева поверхня сприяє самоочищенню, зручність монтажу в наслідок чітких ліній та форм, передбачена простота влаштування примикань до мансардових вікон, яндів, технологічних елементів. Недоліки: велика вага, при нагріванні на сонці можливі канцерогенні виділення з ненатурального матеріалу.

Гнучка бітумна черепиця (шинглас). Матеріал легкий, адаптивний до конструкцій будь-яких форм, легкий в монтажі і обробці (можна різати звичайними канцелярськими ножицями), достатньо довговічний (термін служби 50 років), має високі показники звукоізоляції, стійкий та еластичний до механічного впливу (град). Переваги: нульова теплова деформативність матеріалу, висока естетична виразність, довговічність, рівна поверхня сприяє самоочищенню, зручність і легкість монтажу, передбачена простота влаштування примикань до мансардових вікон, яндів,

технологічних елементів, доступна ціна, мала вага. Недоліки: горюча, при нагріванні на сонці можливі канцерогенні виділення з ненатурального матеріалу.

Рубероїд. Матеріал з минулого, матеріал для плоских покрівель. Переваги: простота вкладання, простота ремонту, відносно доступна ціна, відсутність теплової доформації, стійкий та еластичний для механічного впливу. Недоліки: Горючий, при нагріванні на сонці можливі канцерогенні виділення з ненатурального бітумного матеріалу, чорна поверхня покрівлі сприятиме більш високому нагріванню даху, в холодну пору року матеріал втрачає еластичність стає крихким і може руйнуватися від механічного впливу, складність і недовговічність влаштування примикань до вертикальних елементів. парпетів, тощо, недовговічність покрівлі з руберойду можна пояснити плавленням бітуму на сонці і витіканням його з швів.

Природні матеріали: солома, дранка або очерет. Переваги: ціна, простота вкладання, відсутність теплових деформацій, низька теплопровідність, висока звукоізоляція, матеріал стійкий та еластичний для механічного впливу. Недоліки: матеріал горючий, недовговічний, має низьку естетичну виразність, недостатню герметичність та недостатній вітрозахист.

Список літератури

1. Череватенко С.А., Череватенко М.Г. Строим дом своїми руками – Харьков: Белгород: 2009. – 320с.: ил.

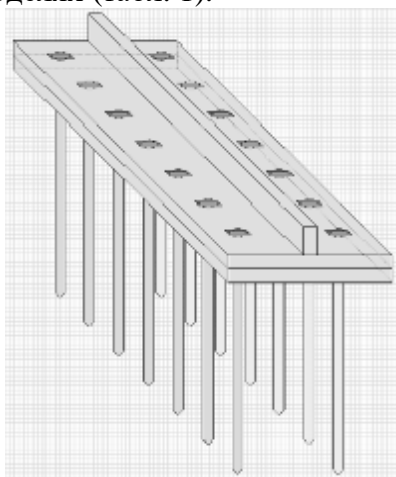
ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ РОСТВЕРКУ

В.Я. Яковлєв, ст. гр. БІ-17МЗ,
С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет

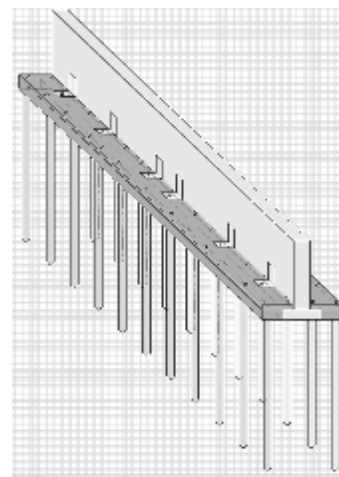
Вплив ростверку на характер передачі навантаження на ґрунтову основу пальового фундаменту й відповідно його осідань, залежить не тільки від його розмірів, але й від жорсткості. Проведення експериментальних натурних дослідження такого впливу є складним і дорогим. Альтернативним способом вирішення цієї проблеми є застосування комп'ютерного моделювання, що базується на програмах, які описують нелінійну поведінку ґрунту.

Аналіз попередніх досліджень несучої здатності ростверку у складі пальових фундаментів з низьким ростверком показав, що, по перше, частина зовнішнього навантаження передається ґрунту основи через підшву ростверку, по друге, при зміні кроку і довжини паль частини навантаження, що сприймається ростверком, змінюється, по третє, виконані експериментальні дослідження не висвітлили в повній мірі сумісну роботу ростверку і паль та залежність частки несучої здатності ростверку у складі пальового фундаменту від інженерно-геологічних умов, геометричних характеристик пальового фундаменту, характеру прикладання навантаження, по четверте, відсутні дослідження впливу типу паль (утворюються з вийманням чи без виймання ґрунту) на роботу пальового фундаменту. Крім того, проведені дослідження поки ще недостатні для практичних рекомендацій щодо визначення кількісного співвідношення між сумою несучих здатностей поодиноких паль і несучою здатністю групи паль з низьким ростверком.

З метою дослідження роботи ростверку в складі підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкого закладання та нового пальового фундаменту розроблено мало масштабні моделі пальових фундаментів, які дозволяють моделювати роботу пальового фундаменту, фундаменту мілкого закладання до та після підсилення, враховувати технологію влаштування паль підсилення, а також варіювати довжиною та кроком паль (рис. 1). Складено програму та методику фізичного моделювання роботи новоствореного пальового фундаменту на мало масштабних моделях (табл. 1).



модель №1



модель №2

Рисунок 1 - Маломасштабні моделі пальових фундаментів

Проведені дослідження на мало масштабних моделях на піщаному ґрунті показали, що частка, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого

Таблиця 1 - Програма модельних випробувань

Група дослідів	Крок паль у поздовжньому напрямку (a)	Відстань між рядами паль (b)	Модель фундаменту	Довжина паль, мм
1	3d	7d	1	200
				300
				400
		5d	2	200
				300
				400
2	6d	7d	1	200
				300
				400
		5d	2	200
				300
				400

фундаменту, перевищує 38% і залежить від довжини і кроку паль та технології їх влаштування. Частка, яку складає несуча здатність ростверку у складі новоствореного пальового фундаменту, перевищує 29% і залежить від довжини і кроку паль. Для підсиленних фундаментів із збільшенням відносної довжини паль частка, котру складає несуча здатність ростверку, зменшується. Із збільшенням приведеної довжини паль від 10 до 20 частка, котру складає несуча здатність ростверку, зменшується від 75 до 38%. Із збільшенням кроку паль уздовж ряду (від 3d до 6d) частка, котру складає несуча здатність ростверку, збільшується. Із збільшенням відстані між палями в поперечному напрямку (для стрічкових фундаментів) частка, котру складає несуча здатність ростверку, також збільшується. Частка ростверку у несучій здатності підсиленого фундаменту при влаштуванні паль підсилення крізь тіло існуючого фундаменту більша ніж у випадку застосування виносних паль.

Оскільки відсоток участі ростверку у розподіленні загального навантаження значний, то це означає, що врахування ростверку дасть змогу економити значну частину коштів.

Результати фізичного моделювання роботи підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкого закладання та новоствореного пальового фундаменту на мало масштабних моделях свідчать про необхідність та доцільність врахування роботи ростверку.

На основі чисельного моделювання виконано аналіз впливу кроку паль в поздовжньому напрямку на частку навантаження, що сприймає ростверк у складі підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкого закладання чи новоствореного пальового фундаменту. Виявлено, що із збільшенням кроку паль частка навантаження, що сприймає ростверк підсиленого палями фундаменту чи новоствореного пальового, зростає.

Величина частки навантаження, що сприймає ростверк стрічкового пальового фундаменту, менша ніж для підсиленого. У стрічковому пальовому фундаменті ростверк починає сприймати навантаження одночасно з палями, а в підсиленому фундаменті роль ростверку виконує існуючий фундамент, який до підсилення сприймає навантаження, тобто характер розподілення навантаження між палями підсилення і ростверком інший.

Список літератури

1. Маєвська І. В. Вплив виду ґрунту на сумісну роботу паль і ростверку в кущовому пальовому фундаменті / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук, К.А. Чобанова // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2013. – №2(15). – С. 40-47.
2. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсиленних палями фундаментів : монографія / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук. – Вінниця : ВНТУ, 2013. – 168 с.

МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ФУНДАМЕНТУ БАГАТОПОВЕРХОВОГО БУДИНКУ

**Т.Я. Яковлева, ст. гр. БІ-17МЗ, С.Л.
С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук**

Центральноукраїнський національний технічний університет

При будівництві та проектуванні фундаментів багатоповерхових будинків виникає низка особливостей, які необхідно враховувати:

- тиск по підшві фундаменту багатоповерхових будинків може бути в декілька разів вищим, ніж для будинків висотою до 15 м;
- особливості інженерно-геологічних вишукувань;
- діючі норми поширюються на розрахунок несучої здатності палі довжиною 35м (опір нижнього кінця палі) і 40м (опір по бічній поверхні), що може бути недостатньо для проектування фундаментів багатоповерхових будинків;
- великі навантаження ($1\div 2$ МПа), які передаються на ґрунт основи, вимагають враховувати в розрахунку міцності та деформаційні характеристики скельних і нескельних ґрунтів з $E > 100$ МПа, що вважаються у відповідності з діючими нормами нестискаємими, а також збільшену зону розподілу напружень у ґрунті в плані й по глибині, що може призвести до збільшення шарів ґрунту, котрі сприймають навантаження від фундаменту, особливо при нерівномірному заляганні шарів;
- збільшення розмірів (глибини та ширини) стислої товщі масиву ґрунту призводить до збільшення термінів завершення консолідації ґрунту та розтягування процесу осідання у часі;
- у разі, якщо основа складена ґрунтами з різними коефіцієнтами консолідації, необхідно враховувати можливість виникнення в результаті такого нерівномірного напружено-деформованого стану ґрунту неодноразове закінчення процесів консолідації різних видів ґрунтів і, як наслідок цього, виникнення крену будівлі, що перевищує граничні значення;
- висока чутливість до крену;
- збільшення розмірів деформованої області ґрунту основи призводить до створення більшого впливу на оточуючі будівлі та споруди, в тому числі водонесучі комунікації, що необхідно враховувати в розрахунку.

Для моделювання ґрунту були використані такі типи скінчених елементів з бібліотеки ПК «ЛІРА-САПР»:

- тип 271 – фізично нелінійний об'ємний скінчений елемент ґрунту в формі паралелепіпеда;
- тип 276 – фізично нелінійний об'ємний 8-вузловий ізопараметричний скінчений елемент ґрунту;
- тип 273 – фізично нелінійний об'ємний скінчений елемент ґрунту в формі трикутної призми;
- тип 274 – фізично нелінійний об'ємний 6-вузловий ізопараметричний скінчений елемент ґрунту.

Жорсткість об'ємних елементів ґрунту задано такими характеристиками:

E – модуль деформації ґрунту по гілці первинного завантаження, т/м²;

ν – коефіцієнт Пуассона;

ρ_0 – щільність ґрунту в природному стані, т/м³;

k_e – коефіцієнт переходу до модуля деформації ґрунту по гілці вторинного завантаження;

R_t – граничне напруження, т/м²;

c – питоме зчеплення частинок ґрунту, т/м²;

ϕ – кут внутрішнього тертя, град.

За ґрунтову основу взято пісок дрібний середньої щільності. Вказаний ґрунт залягає під підшвою ростверку, в міжпальовому просторі та в основі нижніх кінців паль.

Тіло палі було змодельовано універсальним скінченим елементом у формі паралелепіпеда (тип 39 – універсальний просторовий 8-вузловий ізопараметричний скінчений елемент) з характеристиками жорсткості як для залізобетонного елемента.

Розрахункова модель багатоповерхового будинку представлена на рис. 1.

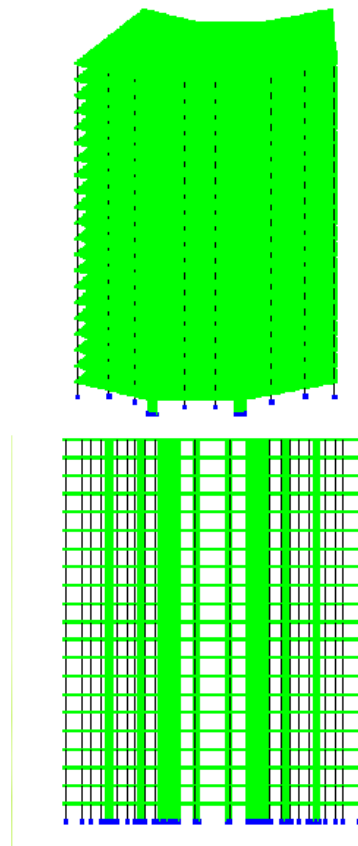


Рисунок 1 - Розрахункова модель багатоповерхового будинку

У результаті статичного розрахунку в ПК «ЛІРА-САПР» отримані вертикальні навантаження на фундамент (рис. 2).

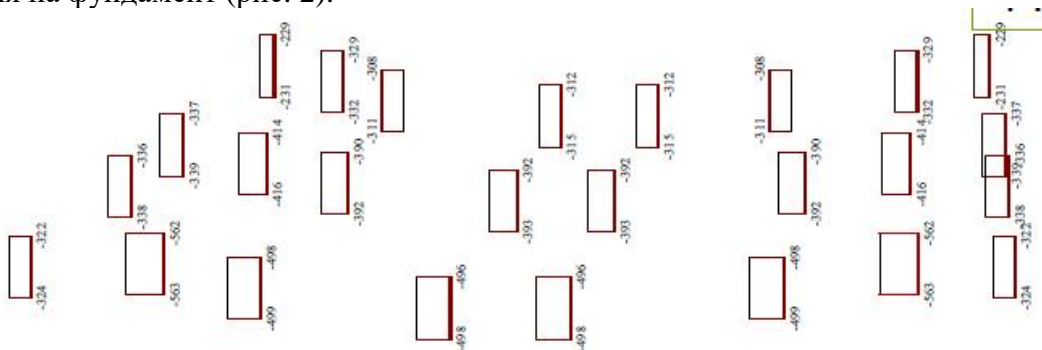


Рисунок 2 - Вертикальні навантаження на фундамент за результатами статичного розрахунку в ПК «ЛІРА-САПР»

При проектуванні фундаментів багатоповерхових будинків необхідно враховувати особливості інженерно-геологічних вишукувань, розрахунків і проектування.

У зв'язку з високою «чутливістю» багатоповерхових будинків до крену при розрахунку фундаментів важливим є врахування механічної анізотропії, початкового напружено-деформованого стану і консолідації ґрунту, а також вплив огорожувальної конструкції котловану.

Розрахунки пальово-плитних і пальових фундаментів рекомендовано виконувати за допомогою програмних комплексів, в яких реалізовано метод скінчених елементів. До виконання розрахунків пальових фундаментів рекомендується уточнювати механічні характеристики ґрунту за результатами випробувань паль і тестувати обрану модель розрахунку.

При розрахунку пальових і пальово-плитних фундаментів слід враховувати взаємовплив паль одну на одну, перевантаженість кутових і периметральних паль щодо центральних, при проектуванні з допомогою конструктивних і технологічних заходів вирівнювати зусилля в палях.

Врахування перерозподілу навантаження між палями в пальовому полі дозволяє досягнути більш економічних рішень при проектуванні та влаштуванні фундаментів багатоповерхових будинків.

Беручи до уваги унікальність багатоповерхових будинків слід зазначити, що важливим є проведення всебічного моніторингу на всіх етапах будівництва та після його завершення до стабілізації деформацій і науково-технічного супроводу проектування та будівництва.

Список літератури

1. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий / С.Ф. Пичугин // – Полтава: ООО «АСМИ», 2009. – с. 452.
2. Маєвська І. В., Романенко А. В. Чисельне моделювання роботи буроін'єкційної палі у піщаних ґрунтах / А.В. Романенко, І.В. Маєвська // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. наук. Праць «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві», 2011. – С. 67 –70.

ПІДСИЛЕННЯ СТІЧКОВИХ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

С.В. Яковлева, ст. гр. БІ-17МЗ,

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

Центральноукраїнський національний технічний університет

Основні причини, що викликають необхідність підсилення фундаментів і зміцнення ґрунтів основ, можна об'єднати в такі групи:

- реконструкція будівель (включаючи капітальний ремонт і надбудову поверхів), збільшення навантажень на фундаменти;
- стан фундаментів;
- зміна властивостей ґрунтів основи;
- розвиток неприпустимих деформацій будівлі.

Таблиця 1 - Класифікація методів підсилення фундаментів

Відновлення несучої здатності фундаментів	Збільшення несучої спроможності фундаментів			Розвантаження конструкцій фундаментів
	Без зміни схеми роботи	Із зміною схеми роботи	Із зміною напруженого стану	
відновлення геометричних розмірів і міцності	розширення підшви фундаментів	передача частини навантаження від фундаментів	влаштування попередньо напружених обойм	повна (при заміні фундаментів)
відновлення матеріалу фундаментів (цементация, закріплення смолами, перекладка окремих елементів)	влаштування обойм навколо фундаментів (металевих, залізобетонних та т. д.)	або надфундаментних конструкцій на основу, палі	(металевих, залізобетонних)	
		перевлаштування фундаментів (стрічкових у плитні, стовпчасті й стрічкові)	встановлення попередньо напружених розпірок і шпренгельних систем	
Захист фундаментів від замочування (улаштування гідроізоляції, глиняних замків, повітряних каналів і т. д.)	улаштування сорочок і нарощувальних (бетонних, кам'яних і т. д.)	підсилення фундаментів шляхом влаштування зв'язків (тяжів, стійок і т. д.)	улаштування шпунтових огорожень або опускних колодязів навколо фундаментів	Часткова (при підсиленні фундаментів і ґрунтів основи)
Захист фундаментів від вивітрювання (оштукатурювання, торкретування)	підсилення окремих елементів конструкцій фундаментів	часткове зміцнення ґрунтів основи	закріплення (зміцнення) ґрунтів основи	

Підсилення стрічкових фундаментів мілкого закладання може бути досягнуто шляхом перебудови в плиту змінної жорсткості.

Як елемент підсилення в цьому випадку використовується випукла догори оболонка від'ємної або нульової Гаусової кривизни з відношенням стріли підйому до прольоту $< 1/10$ і відношенням висоти перерізу до прольоту $< 1/60$ (рис. 1).

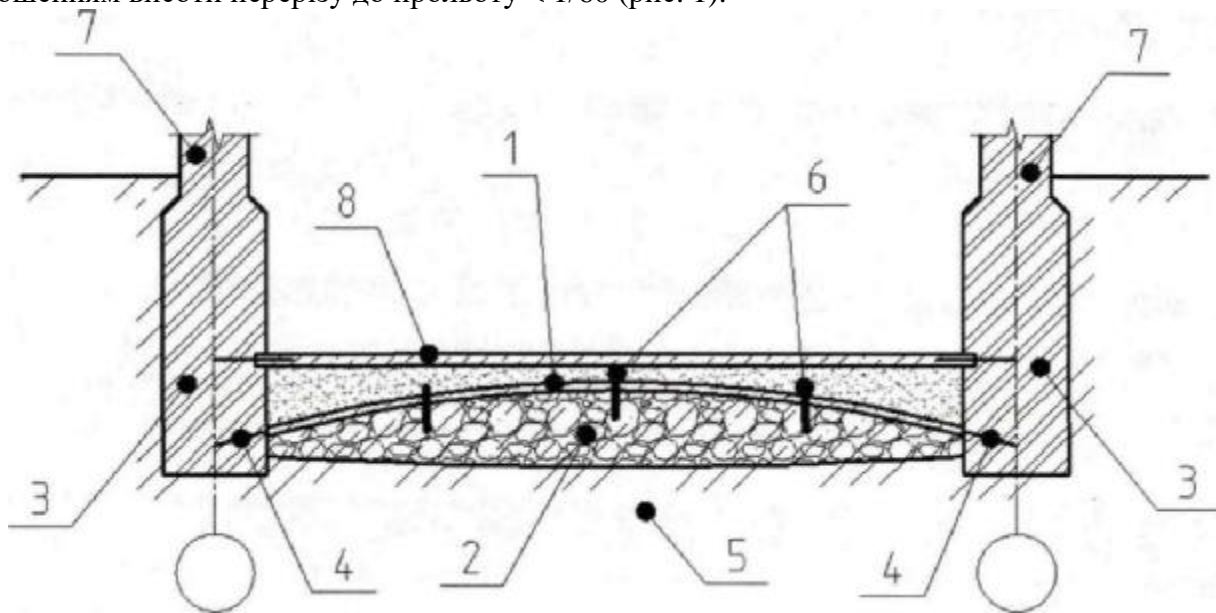


Рисунок 1 - Схема перебудови стрічкових фундаментів в плиту змінної жорсткості з попереднім напруженням ґрунту

1 – армована оболонка підсилення; 2 – криволінійна штучна основа з розчином, що нагнітається (після підсилення плита перемінної жорсткості); 3 – існуючі фундаменти; 4 – глухий анкер; 5 – попередньо напружена природна основа; 6 – перфоровані ін'єктори; 7 – існуючі стіни; 8 – асилова підлога

Суть підсилення полягає в тому, що заанкерені в тіло стрічкових фундаментів опорні частини оболонок при закачуванні під тиском високо рухливого гідрофобного розчину в підоболончастий простір розвантажують ґрунтову основу під стрічковими фундаментами і передають частину навантаження від будівлі на раніше ненавантажені ділянки основи у пролітній частині. Таке рішення дозволяє перенести будівлю з стрічкових фундаментів на суцільну плиту змінної жорсткості, що формується після твердіння розчину і втягує в роботу увесь масив ґрунту під будівлею.

Список літератури

1. Жук В.В. До розрахунків спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою в умовах нерівномірних деформацій / В.В. Жук, В.Л. Підлущкий // Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник. – К. : КНУБА, 2015. – Вип. 36. – С. 9 – 17.
2. Механіка ґрунтів. Ч. 1. Основи геотехніки: учебник для студ. строит. Вузів [под ред. Б.И. Далматова]. – М. : АСБ ; С-Пб. : ГАСУ, 2002. – 204 с.
3. Малинин А.Г. Струйная цементация ґрунтов / А.Г. Малинин. – М. : Стройиздат, 2010. – 226 с.

СУМІСНА РОБОТА СИСТЕМИ «БУДІВЛЯ-ФУНДАМЕНТ-ОСНОВА»

А.О. Циганенко, ст. гр. БІ-17МЗ

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

Центральноукраїнський національний технічний університет

Розвиток будівельної галузі, а саме проектування сучасних промислових комплексів, призводить до пошуку шляхів вдосконалення розрахункових схем промислових будівель, з метою забезпечення надійної роботи конструкцій і разом з тим оптимального використання матеріалів.

На сьогоднішній день все більше розрахунків промислових об’єктів виконується з врахуванням основи, хоча раніше наземна частина приймалась в розрахунках як жорстко зацемлена. Проте реальну картину напружено-деформованого стану можна отримати лише у випадку врахування сумісної роботи системи «наземна частина-фундаменти-підвалини».

Урахування сумісної роботи системи «будівля-фундамент-основа» є одним з основних принципів проектування основ і фундаментів в сучасних нормативних документах – ДБН В.2.1-10-2009 «Основи і фундаменти будівель та споруд», які містять прямі вказівки по необхідності проведення сумісних розрахунків. Адже будівля в процесі свого існування знаходиться в постійному контакті та взаємодії з ґрунтовою основою, тому надійне та економічне проектне вирішення споруди може дати аналіз її напружено-деформованого стану (НДС), отриманий при дослідженні роботи системи «будівля-фундамент-основа» в цілому.

Врахування перерозподілу зусиль між складовими системи «основа-фундамент-будівля» сприятиме реалізації наявних резервів несучої здатності системи, при збереженні надійності, більш достовірній оцінці її експлуатаційних якостей і може вказувати на доцільність заходів покращення міцносних та деформативних характеристик системи.

Проектування споруд з урахуванням перерозподілу зусиль є актуальним для сьогодні, оскільки дозволяє найбільш ефективно використовувати матеріали, що доцільно при їх всезростаючій кошторисній вартості.

Резерви ефективності і якості роботи системи «будівля-фундамент-основа» можуть бути знайдені шляхом більш повного врахування властивостей ґрунтів основ будівель.

Воронка осідання будівлі значно змінює НДС системи в порівнянні з розрахунком жорстко закріпленої моделі споруди і призводить до розвантаження центральних зон (де просідання будівлі значне) та довантаження крайових зон.

Сучасні уявлення про формування НДС будівель не можна визнати вичерпними, а вдосконалення методів їх розрахунку обумовлює необхідність подальшого вивчення механізму цієї взаємодії.

Урахування взаємовпливу континууму системи «основа-фундамент-будівля» сприятиме довговічності будівель.

Система «будівля-основа» – чутливий індикатор змін властивостей системи при зміні НДС основи, нелінійності їх деформування, накопичених пошкоджень в конструкціях та зв’язках між ними.

Моніторинг стану системи «будівля-фундамент-основа» дозволяє прийняти своєчасні заходи, адекватні особливостям деформування системи, що виникають для відновлення її нормального функціонування [1, 6].

Розвиток будівельної галузі пов’язаний з впровадженням в будівельну практику нових технологій як прогнозного розрахунку – метод скінченних елементів, метод граничних елементів, нечітка логіка [2, 9], так і спорудження будівель. Будівля в процесі свого спорудження та існування знаходиться в постійному контакті та взаємодії з ґрунтовою основою. Тому в процесі будівництва споруди трансформується НДС основи, впливаючи в свою чергу на споруду, а споруда і основа виступають як єдина система.

Експерименти свідчать про реакцію зміни НДС наземної частини будівлі при деформуванні ґрунтового середовища. В свою чергу виникає зворотний зв'язок від наземної частини будівлі до ґрунтового масиву. Це викликає необхідність врахування взаємодії всіх елементів системи «основа-фундамент-будівля», оскільки НДС основи і споруди, встановлені за результатами натурних спостережень суттєво відрізняються від їх розрахункових значень.

На теперішній час проблема взаємодії цього континуума в повній мірі не досліджена. Існуючі методики розрахунку не дозволяють в повній мірі враховувати взаємодію в системі «основа-фундамент-будівля», оскільки розрахункові результати відрізняються від натурних даних. Нормативні документи до появи ДБН [3, 7, 8, 10] рекомендували використовувати опосередковане врахування ґрунтових умов і спрощені конструктивні схеми будівель.

Вимоги сьогодення потребують використання в прогнозних розрахунках нових пружно-пластичних моделей ґрунту, заснованих на асоційованому чи неасоційованому законах пластичної течії з метою прогнозування дійсної картини роботи ґрунтової основи під тисками сучасних висотних будівель [5].

Аналітичний розв'язок проблеми сумісної роботи системи «будівля-фундамент-основа» (тобто розв'язок інтегро-диференціальних залежностей стану) отримати доволі важко через багатофакторність задачі. На заміну аналітичним розв'язкам прийшли числові методи. Суттєвий ефект дає реалізація в розрахункових програмних комплексах (ПК) сучасних числових методів – методу скінченних елементів та методу граничних елементів, але виникає ціла низка питань, пов'язаних з вибором розрахункової схеми і визначення її параметрів.

В роботі підземна частина будівлі, фундаменти та ґрунтова основа, основними деформаціями якої є залишкові деформації (90÷95%) моделювання МГЕ. За діючими нормативними документами проектування споруд найбільш ефективно по гранично допустимих осіданнях з перевіркою при необхідності несучої спроможності. А це потребує впровадження в практику розрахунку фундаментів на стадії проектування нелінійних математичних моделей ґрунту та необхідності врахування сумісної роботи системи «основа-фундамент-будівля».

Таким чином наземна частина висотної будівлі – залізобетонні конструкції, чітко реагує на деформації (осідання, крени) фундаментів будівлі [4]. В них проявляються непружні деформації, виникає перерозподіл напружень, з'являються тріщини, проявляються явища повзучості та релаксації. Елементи з тріщинами та елементи в яких проявляються пластичні властивості розвантажуються, з відповідним довантаженням конструкцій, що працюють в пружній стадії та конструкції, в яких релаксація зусиль не здійснюється.

Тому вирішення механізму взаємодії системи «основа-фундамент-будівля» є актуальним для сьогодення.

Список літератури

1. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «сооружение–основание» при неравномерных деформациях основания / Б.А. Гарагаш. – Сочи : Кубанькино, 2004. – 908 с.
2. Моргун А.С. Идентификация несучей здатности палы методами нечіткої логіки й методом граничних елементів [Електронний ресурс] / Моргун А.С., Кательніков Д.І., Моргун І.А. // Наукові праці ВНТУ. – 2008. – №2. – С. 1–7. – Режим доступу до журн. : http://www.nbu.gov.ua/ejournals/VNTU/2008-2/2008-2.files/uk/08masm be_uk.
3. Основи і фундаменти будівель та споруд : ДБН В.2.1–10– 2009. – [Чинний від 2009–07–01]. – К.: МІНБУД України, 2009. – 199 с.
4. Павлов Д.В. Исследование релаксации сдвиговых напряжений в песках / Д.В. Павлов, В.М. Радионов // Основания, фундаменты и механика ґрунтов. – 2007. – № 3. – С. 7–10.
5. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений : уч. пособие / А.В. Пилягин. – М. : АСВ, 2006. – 248 с.
6. Попов Н.Н. Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, А.В. Забегаев. – М. : Высшая школа, 1992. – 319 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / Бачинский В.Я., Полищук В.П., Харченко А.В., Руденко И.В. Под ред. А.Б. Гольшева. – К. : Будивельник, 1990. – 544 с.
8. Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М. : Стройиздат, 1980. – 150 с.
9. Ротштейн А.П. Интеллектуальные технологии идентификации: нечеткие множества, нейронные сети, генетические алгоритмы / А.П. Ротштейн. – Винница : Универсум–Винница, 1999. – 320 с.
10. Свайные фундаменты : СНиП 2.02.03 – 85 [Действителен с 1987–01–01]. – М. : Стройиздат, 1985. – 92 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ УМОВ УТВОРЕННЯ ВОДО КОНДЕНСАТУ НА ВІКОННОМУ СКЛІ З МЕТОЮ ВИЗНАЧЕННЯ ОПТИМАЛЬНОГО РІШЕННЯ ВІКОННИХ КОНСТРУКЦІЙ В ЖИТЛОВИХ ПРИМІЩЕННЯХ

Р.Є. Вільганюк, студент гр. БІ- 17М

О.А. Плотніков, асистент

І.О.Скриннік, кандидат технічних наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Основні вироби із скла, які застосовуються в сучасних віконних конструкціях, це склопакети - об'ємні вироби, що складаються з двох або трьох листів скла, з'єднаних між собою по контуру за допомогою дистанційних рамок з металу або пластику та герметиків, утворюючих одну чи більше ізольованих від зовнішнього повітря камер, що заповнені висушеним повітрям або іншим газом. Склопакети повинні забезпечувати пропускання максимальної кількості світла і, при цьому, мінімально впливати на витрати енергії на обігрів або охолодження приміщення. Застосування скла з різним функціональним призначенням дозволяє отримувати сучасний склопакет з різними функціональними характеристиками (рис.1).

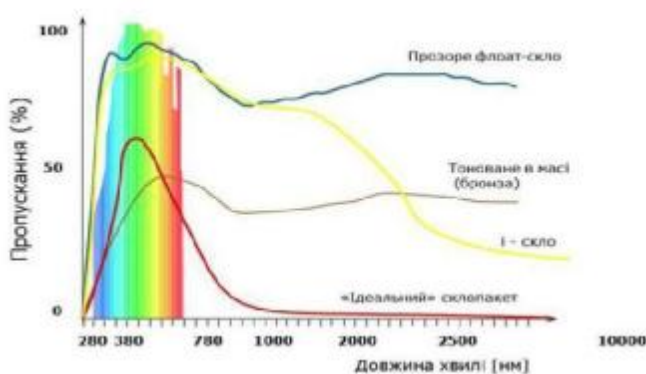


Рисунок 1 - Приклади скла з різним функціональним призначенням

Світлопрозорі системи, які використовуються в Україні, можна розділити за іншими ознаками, у першу чергу за матеріалом, з якого виготовлено каркас: алюмінієві, полівінілхлоридні (у просторіччі їх ще називають металопластиковими), сталеві, дерев'яні.

Термічні властивості світлопрозорих конструкцій залежать від комплексу неоднорідних елементів віконного блоку, його сполучення із основною частиною огорожувальної конструкції, фільтрації повітря через нещільності, зміни теплофізичних властивостей повітря в повітряному прошарку залежно від температурних умов зовнішнього й внутрішнього середовищ. Підвищення термічних характеристик СОК можливе шляхом збільшення числа шарів листового скла та утворення більшого числа повітряних прошарків (трьох-, чотирьохшарові). Але цей шлях є недостатньо ефективним, тому що при збільшенні шарів скла світлопропускання конструкції істотно знижується у порівнянні з двошаровим склінням (при тришаровому склінні - на 25%, при чотирьохшаровому - на 43%) , тому необхідне для забезпечення потрібного рівня освітлення збільшення площі скління в ряді випадків зводить нанівець отриманий теплоізоляційний ефект .

Низький коефіцієнт випромінювання скла з покриттям зменшує радіаційні втрати вікна. Таке покриття товщиною від 4000 до 6000 Å⁰ пропускає світлові промені в діапазоні 0,3-0,77 мкм і відбиває інфрачервону радіацію в діапазоні 2100 мкм.

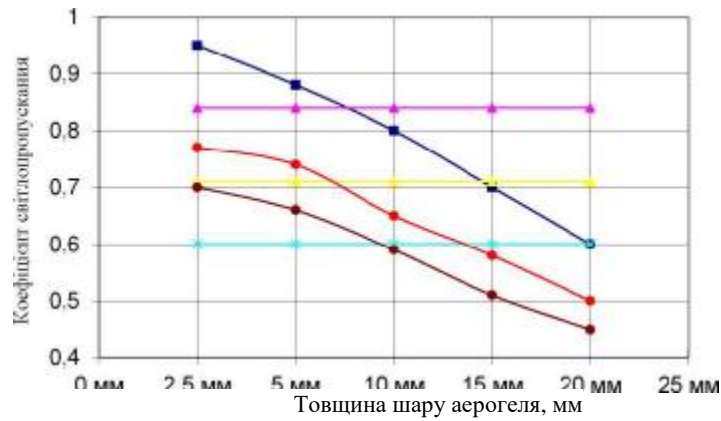


Рисунок 2 - Графік зміни світлотехнічних властивостей склопакета з аерогелем кремнезему:

1 - аерогель; 2 - одношарове скління; 3 - двошарове скління; 4 - тришарове скління; 5 - аерогельне вікно (аерогель між двома шарами скла).

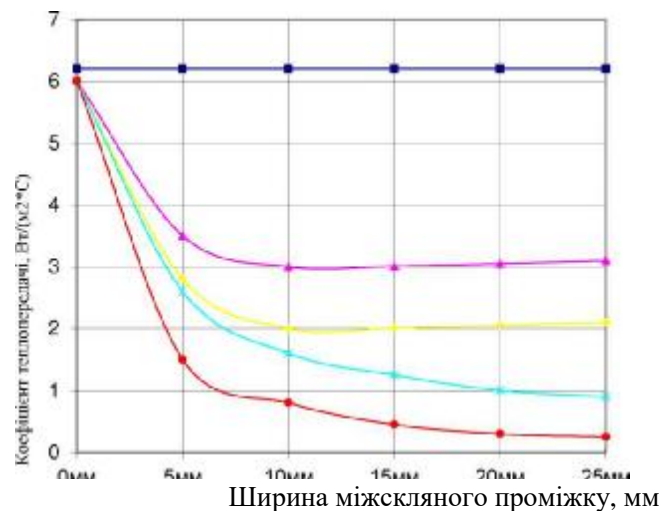


Рисунок 3 - Графік зміни теплотехнічних властивостей склопакета з аерогелем кремнезему у порівнянні із звичайними конструкціями вікон:

1 - одинарне скління; 2 - подвійне скління; 3-подвійне скління з тепловідбиваючим покриттям; 4 - аерогельне вікно з атмосферним тиском у міжскляному проміжку; 5 - те ж, з тиском 10,1 кПа

Підвищення мінімальної температури внутрішньої поверхні скління склопакетів можливе при застосуванні дистанційних рамок типу TPS, Termix, Swiggle Strip, рамок з нержавіючої сталі, ПВХ тощо.

Для комплексної оцінки теплотехнічної ефективності дистанційних рамок різного конструктивного рішення пропонується введення поняття приведенного конструктивного коефіцієнта теплопровідності - $X_{пр}$, який враховує більшість з перерахованих факторів і для комбінації «рамка - шар герметика» має вигляд:

$$R_{пр} = \frac{\sum(2d_1 \cdot \lambda_1 + d_2 \cdot \lambda_2)}{b}, \quad (1.1)$$

де d_1, d_2 - товщина стінок рамки, м;

λ_1, λ_2 - теплопровідність матеріалу стінок рамки, Вт/(м·К).

Характеристики матеріалу непрозорої частини вікон впливають на теплозахисні показники. З усіх матеріалів найкращі теплозахисні властивості має дерево. Значення опору теплопередачі віконної конструкції змінюється в таких діапазонах в залежності від типу скління: подвійного - (0,36...0,37) м К/Вт; подвійного з тепловідбиваючим покриттям на стеклах -22 (0,51.0,60) м К/Вт; потрійного - (0,41.0,63) м К/Вт. В той же час, сучасні вимоги до опору

теплопередачі віконних конструкцій становлять 0,75 м К/Вт, що можливе лише при використанні склопакетів з енергоефективними покриттями та збільшенні товщини дерев’яного обрамлення або кількості камер в ПВХ-системах.

При пониженні температури зовнішнього повітря і, відповідно, температури зовнішньої поверхні ПВХ профілів та ущільнювачів повітропроникність віконної конструкції суттєво зростає.

Використовуючи концепцію нормування повітропроникності, що прийнята для визначення нормованого опору повітропроникності R_{gn} , (м² год·Па)/кг, та фактичного опору повітропроникності R_g (м² год·Па)/кг, світлопрозорих конструкцій маємо такі формули:

$$R_{gn} = \frac{(\Delta p / \Delta p_0)^{2/3}}{G_n}, \quad (1.2)$$

$$R_{gn} = \frac{(\Delta p / \Delta p_0)^n}{G_s}, \quad (1.3)$$

де G_n та G_s - відповідно нормована та експериментально визначена повітропроникність конструкції при $\Delta p_0 = 10$ Па, кг/(м²·год); 2/3 - нормований показник режиму фільтрації [12,78,79,80]; n - показник режиму фільтрації конструкції, що визначається експериментально.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель», с.21,48
2. СНиП 2.01.01-82 Строительна кліматологія и геофізика
3. ДСТУ Б В.2.7-107:2008 «СКЛОПАКЕТИ КЛЕСНІ БУДІВЕЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ»
4. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»

ВИЗНАЧЕННЯ Й НОРМУВАННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СЕНДВІЧ-ПАНЕЛЕЙ

В.О. Найдюк студент гр. БІ- 17М,

О.А. Плотніков, асистент,

І.О.Скриннік, кандидат технічних наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Шляхом експериментально-статистичних досліджень встановлені розрахункові значення фізико-механічних характеристик плит з базальтової вати, які використовуються в якості сердечника сендвіч-панелей. За розробленої інженерною методикою отримані оцінки розрахункової несучої здатності панелей двох типів для різних значень їх товщини й прольоту, а також контрольні навантаження, необхідні для проведення сертифікаційних та контрольних випробувань сендвіч-панелей з сердечником із базальтової вати.

Сендвіч-панелі широко використовуються в конструкціях стін і покриттів будівель різного призначення завдяки малій власній масі, високим теплотехнічним та звукоізоляційним характеристикам і спроможності сприйняття снігових та вітрових навантажень. Недоліками відомої конструкції сендвіч-панелей з металевими обшивками та сердечником із пінополіуретану [1] та пінопласту [2] є висока вартість і недостатня вогнестійкість. Тому останнім часом у практику будівництва широко упроваджуються сендвіч-панелі з сердечником із мінераловатних плит, які є значно дешевшими та більш вогнестійкими. На жаль, така конструкція має меншу несучу здатність, що обумовлено низькою міцністю та високою деформативністю мінераловатних плит при зсуві. Деякі кращі механічні характеристики мають так звані ламельні плити, у яких мінеральні волокна розміщені більш упорядковано.

При оцінюванні несучої здатності сендвіч-панелей, які працюють на згин, враховуються розрахункові значення границі міцності при зсуві та модуля зсуву матеріалу сердечника. Характеристики міцності пінополіуретану та пінопласту, наведені в стандартах [1, 2], дозволяють виконати необхідні розрахунки. Для мінераловатних плит опубліковані лише окремі дані рекламного характеру, з яких навіть не зрозуміло – вони є розрахунковими чи середніми значеннями механічних характеристик. Тому в даній роботі поставлені завдання:

- на основі експериментально-статистичних досліджень встановити розрахункові значення міцності при зсуві та модуля зсуву плит з базальтової вати, які використовуються для виготовлення сендвіч-панелей;
- шляхом розрахунків за відомими методиками визначити розрахункову несучу здатність сендвіч-панелей різних типів та різної товщини з умов міцності та жорсткості при різних прольотах;
- виконати експериментальну перевірку встановлених розрахункових значень несучої здатності шляхом випробувань фрагментів сендвіч-панелей;
- встановити контрольні значення навантажень для сертифікаційних та контрольних випробувань зразків сендвіч-панелей при стандартних схемах навантаження.

Сендвіч-панелі, які підлягали випробуванням, можуть виготовлятися товщиною від 50 до 250 мм. Усі вони мають обшивки зі сталевого листа товщиною 0,5 мм, та сердечники з плит із базальтової вати двох марок: панелі стінового типу виготовляються з жорстких плит з хаотичним розташуванням волокон, а панелі покрівельного типу – з ламельних плит з частково упорядкованими волокнами. Обшивки приклеюються до сердечника синтетичними клеями. Для досліджень фізико-механічних характеристик сердечника обрані плити товщиною 100 мм, які найчастіше використовуються в практиці будівництва.

Середня густина мінераловатних плит, що використовувалися в якості сердечника, визначена шляхом вимірювання та зважування зразків правильної форми. Результати визначення показали, що середня густина звичайних мінераловатних плит, які використовуються в панелях

стінового типу, коливається в межах від 94 кГ/м^3 до 127 кГ/м^3 . Середня густина ламельних плит, використаних в панелях покрівельного типу дещо більша й змінюється від 102 кГ/м^3 до 136 кГ/м^3 .

Випробування зразків на зсув проведені з метою визначення границі міцності та модуля зсуву плит із базальтової вати. З панелей товщиною 100 мм абразивом вирізалися зразки розмірами 100×300 мм і встановлювалися в спеціальний кондуктор, поперечний переріз якого зображений на рисунку 1. Кондуктор складається із жорсткої обойми 1, всередині якої встановлюється випробуваний зразок 3 та рухома пластина, через упор якої передається навантаження на зразок; прогиномірні дроти закріплюються до голок 4, встановлених на межі контакту мінераловатної плити з обшивкою. Така конструкція забезпечувала фіксацію випробуваних зразків від повороту й можливість вільного взаємного зсуву обшивок при обпиранні однієї обшивки та вертикальному навантаженні протилежної. Випробування проводилися на універсальній випробувальній машині Р-5, навантаження прикладалося ступенями по 10 – 20 кГс, взаємне переміщення (зсув) обшивок вимірювалося за допомогою прогиномірів.

У результаті випробування кожного зразка отримане значення руйнівного навантаження та діаграма деформування (залежність величини зсуву обшивок від навантаження). Характерні діаграми деформування зразків з панелей покрівельного та стінового типу наведені на рисунку 2, де вздовж осі абсцис відкладені значення взаємного зсуву обшивок у міліметрах, а вздовж осі ординат – величина навантаження в кілограмах сили. З діаграми видно, що панелі покрівельного типу (лінія з світлими точками) є менш деформативними за рахунок використання ламельних мінераловатних плит.

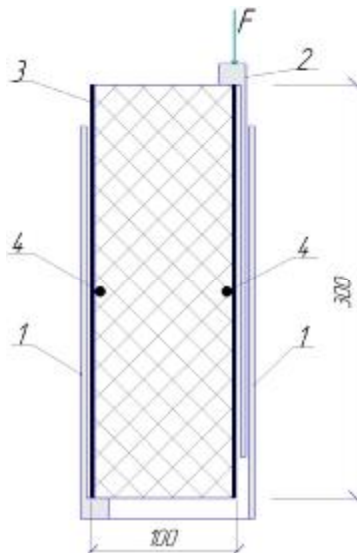


Рисунок 1 - Кондуктор для випробування на зсув

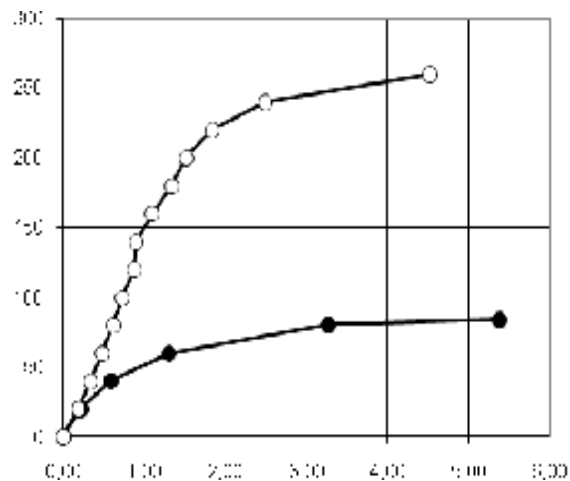


Рисунок 2 - Діаграми деформування зразків

Отримані результати дозволяють для кожного зразка визначити границю міцності сердечника при зсуві та модуль зсуву за формулами:

$$t_{max} = \frac{F_{max}}{B \cdot L}; \quad G = \frac{t}{g} = \frac{t \times H}{\Delta}, \quad (1)$$

де $B=100$ мм і $L=300$ мм – ширина й довжина зразка; $H=100$ мм – товщина зразка; F_{max} – руйнівне навантаження;

t_{max} – границя міцності при зсуві; τ – дотичні напруження в зразку; Δ – величина взаємного зсуву обшивок;

γ – кут зсуву; G – модуль зсуву.

Величина границі міцності кожного зразка t_{max} визначалася за формулою (1) при значенні руйнівного навантаження F_{max} , а модуль зсуву G приймався рівним середньому значенню з результатів обчислення за (1) для усіх ступенів навантаження в межах пружної роботи зразка (прямолінійної діаграми деформування).

Статистична обробка результатів випробувань кількох десятків зразків дозволила визначити оцінки математичного сподівання M , стандарту S і коефіцієнта варіації V , які наведені в таблиці 1.

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик встановлені, виходячи з нормального закону розподілу відповідних характеристик, наступним чином: для середньої густини – найбільші значення при забезпеченості 0,95; для границі міцності при зсуві – найменші значення при забезпеченості 0,995; для модулю зсуву – найменші значення при забезпеченості 0,95. Отримані розрахункові значення фізико-механічних характеристик плит з базальтової вати обох типів також наведені в таблиці 1.

Таблиця 1- Статистичні характеристики та розрахункові значення фізико-механічних характеристик плит з базальтової вати

Фізико-механічні характеристики	Одиниці виміру	Для плит стінового типу				Для плит покрівельного типу			
		М	S	V	Розрах.	М	S	V	Розрах.
Середня густина	кГ/м ³	109	9,64	0,089	125	119	9,93	0,083	135
Границя міцності при зсуві	кГс/см ²	0,385	0,067	0,174	0,22	0,609	0,118	0,194	0,30
Модуль зсуву	кГс/см ²	19,06	5,08	0,267	10,7	29,17	4,92	0,168	21,1

З таблиці видно, що плити покрівельного типу (ламельні) мають вищі значення усіх характеристик, а також менші коефіцієнти варіації, що свідчить про більш однорідну структуру порівняно із звичайними плитами, які використовуються для виготовлення панелей стінового типу.

Інженерна методика розрахунку сендвіч-панелей базується на таких передумовах:

- матеріал обшивок і сердечника працює пружно;
- згинальний момент сприймається лише обшивками, які працюють на стиск і розтяг;
- поперечна сила сприймається лише сердечником, дотичні напруження в якому постійні по висоті перерізу;
- руйнування може відбутися внаслідок втрати стійкості стиснутої обшивки або зрізу сердечника;
- при обчисленні прогину враховуються деформації стиску й розтягу обшивок і деформація зсуву сердечника.

Виходячи з наведених передумов, формул [1] та відомих методів опору матеріалів, отримані робочі формули для визначення несучої здатності сендвіч-панелі, як однопролітної шарнірно обпертої балки, що сприймає навантаження, рівномірно розподілене по поверхні. Несуча здатність за згинальним моментом обумовлена роботою обшивок на розтяг і стиск:

$$q_M = 8 t s_{cr} H / L^2 . \quad (2)$$

Несуча здатність за поперечною силою визначається роботою сердечника на зсув:

$$q_Q = 2 H R / L . \quad (3)$$

Несуча здатність за жорсткістю визначається з урахуванням деформацій обшивок при стиску-розтягу та сердечника при зсуві:

$$q_f = \frac{192 f t H E G}{L^2 (5 G L^2 + 24 t H E)} . \quad (4)$$

У формулах (2), (3), (4) позначено:

t – товщина сталевих обшивок;

H – товщина панелі;

L – проліт балки.

s_{cr} – критичні напруження втрати стійкості стиснутої обшивки;

R – розрахункове значення міцності при зсуві матеріалу сердечника;

G –модуль зсуву матеріалу сердечника;
 E –модуль пружності сталеві обшивки;
 f – допустимий прогин панелі.

Несуча здатність зразка при чистому згині з силами в третинах прольоту величиною 1 м, що відповідає руйнівному навантаженню при стандартній схемі випробувань, визначається з умови роботи сердечника на зсув (при коротких прольотах несуча здатність з умови сприйняття згинального моменту завжди є більшою):

$$F = 2 B H R, \quad (5)$$

де через B позначена ширина зразка.

Порівняння результатів показало, що порівняно з точними розрахунками, які враховують роботу обшивок на згин і роботу матеріалу сердечника на стиск і розтяг, формули (2), (3), (4) дають дещо занижені значення несучої здатності. Отже, викладена методика може використовуватися для інженерних розрахунків сендвіч-панелей в запас надійності.

Розрахункові значення несучої здатності панелей обчислені за формулами(2), (3), (4) з урахуванням розрахункових характеристик базальтової вати, наведених в таблиці 1, а також значень вхідних параметрів:

- допустимий прогин для панелей покриття і стін згідно з нормами [3] дорівнює $f/L=1/150$ прольоту;
- критичні напруження втрати стійкості стиснутою сталеві обшивкою прийняті рівними $\sigma_{cr}=1000$ кгс/см², що створює запас надійності по відношенню до рекомендацій [1] (1460 кгс/см² і більше);
- товщина сталевих обшивок дорівнює $t=0,5$ мм.

Отримані за результатами обчислень залежності несучої здатності від прольоту для панелей товщиною 50, 80, 100, 150 і 200 мм зображені на рисунках 3 і 4. Оскільки при реально можливих прольотах несуча здатність панелей переважно визначається модулем зсуву та границею міцності базальтової вати при зсуві, дані таблиць 2 і 3 можна вважати розрахунковими значеннями несучої здатності тришарових панелей із забезпеченістю близько 0,995 за міцністю та 0,95 за жорсткістю. При проектуванні стін чи покриттів за методом граничних станів їх слід порівнювати з розрахунковими значеннями діючих навантажень.

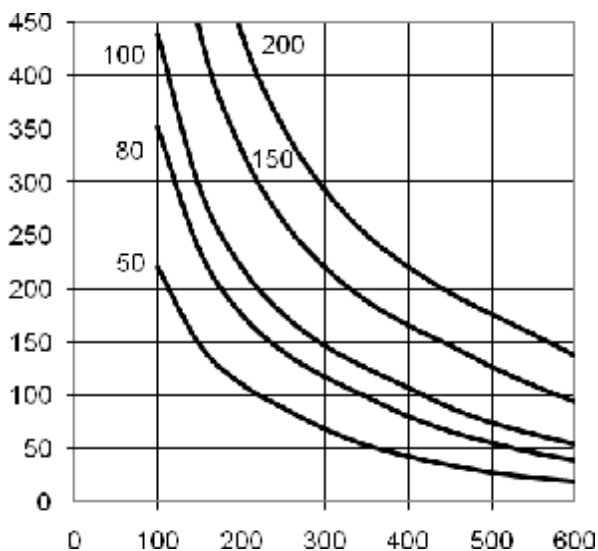


Рисунок 3 -Розрахункові несучі здатності тришарових панелей стінового типу

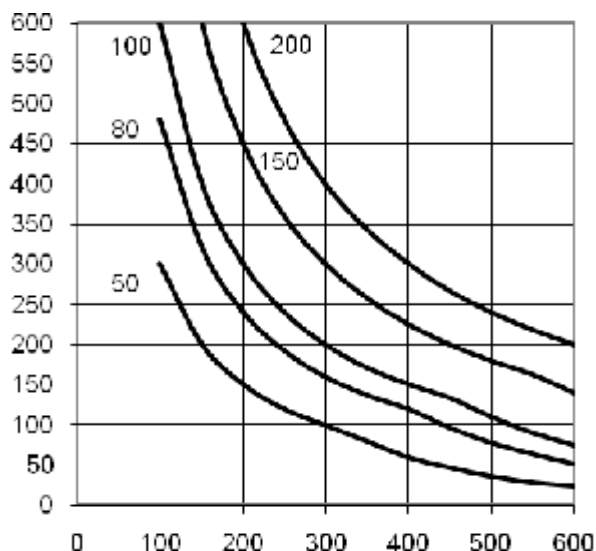


Рисунок 4 -Розрахункові несучі здатності тришарових панелей покрівельного типу

Значення контрольних навантажень (сумарне навантаження на зразок у кгс) обчислені за формулою (5) для стандартної схеми випробувань, регламентованої ГОСТ [1] та проектом технічних умов на сендвіч-панелі з сердечником із плит з базальтової вати. (чистий згин фрагмента плити у вигляді балки прольотом 1 м з силами в третинах прольоту). Виходячи з конструкції обшивок представлених на випробування панелей, ширина зразків прийнята рівною 300 мм (дві відстані між гофрами обшивок). При іншій відстані між гофрами рекомендується

проводити випробування зразків з шириною, кратною цій відстані, але не меншою за 250 мм, а наведені в таблиці 4 значення контрольних навантажень слід перерахувати пропорційно ширині зразка.

Таблиця 2 - Контрольні навантаження при випробуваннях зразків тришарових панелей шириною 300 мм за схемою ДСТУ Б В.2.6-70:2008

Типи панелей	Контрольні значення	Контрольні навантаження для панелей товщиною (мм)							
		50	80	100	120	150	180	200	250
Контрольні навантаження в кГс для панелей стінового типу	середнє	90	140	170	200	250	300	340	420
	мінімальне	80	120	150	180	230	270	310	380
Контрольні навантаження в кГс для панелей покрівельного типу	середнє	160	260	320	380	480	580	640	800
	мінімальне	130	200	260	310	390	470	520	650

Наведені в таблиці 2 середні значення контрольних навантажень обчислені з урахуванням середніх значень границі міцності при зсуві мінераловатної плити сердечника, а мінімальні – з урахуванням найменших імовірних значень границі міцності, що можуть бути отримані при випробуваннях п'яти зразків. Тому дані таблиці 2 відповідають наступному порядку контролю якості:

- проводяться випробування 5 зразків-балок за описаною вище схемою;
- визначаються середнє та мінімальне з п'яти зразків значення руйнуючого навантаження;
- панелі вважаються якісними, якщо і середнє і мінімальне значення, отримані за результатами випробувань, не менші контрольних значень з таблиці 4.

Контрольні випробування на згин проведені на зразках з розмірами 1,1×0,3 м та товщиною 50, 100 і 150 мм (по 5 зразків кожної товщини). Руйнування зразків відбувалося внаслідок зрізу сердечника поблизу опор балки, при чому середні та найменші руйнівні навантаження для панелей трьох товщин отримані більшими від відповідні контрольні значення з таблиці 2. Це свідчить про досить високу якість виготовлення сендвіч-панелей та їх відповідність заявленим значенням несучої здатності. При зведенні будівель та споруд можна успішно застосовувати сендвіч-панелі з сердечником із плит з базальтової вати, використовуючи при цьому наведені на графіках рисунків 3 і 4 дані щодо їх розрахункової несучої здатності.

Список літератури

1. ДСТУ Б В.2.6-71:2008. Конструкції будинків і споруд. Панелі металеві тришарові стінові з утеплювачем із пінополіуретану. Технічні умови.
2. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.
3. ДСТУ Б В.2.6-70:2008. Конструкції будинків і споруд. Панелі металеві з утеплювачем із пінопласту. Технічні умови.
4. УДК 004.92

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТАЛЕВОГО ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ

А.Б. Валантис, *магістрант студент гр. БІ- 17М*
О.А. Плотніков, *асистент,*
І.О. Скриннік, *доц., канд.техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Сталеві профільовані настили (СПН), виготовлені згідно з вимогами [1], широко використовуються в будівництві в якостігороджувальних конструкцій покрівель та стін. Різноманітність виробників та профілівСПН обумовлює необхідність проведення випробувань з метою встановлення несучої здатності конкретного настилу.

Випробування профнастилу проводиться за зображеною на рисунку 1 традиційною схемою випробування конструкцій на згин, що відповідає вимогам стандарту [2]. Зразки для випробувань мали довжину 150 см і ширину 27 см, що відповідає одному крокові гофрування. Проліт зразка між опорами встановлено рівним 135 см. Навантаження здійснювалосясштучними вантажами у вигляді двох зосередженими сил, прикладених у третинах прольоту (за схемою чистого згину), як це показано на рисунках 1 і 2.Величина навантаженнязбільшувалася ступенями(5–8 ступенів навантаження до руйнування зразка).

Для вимірювання переміщень зразка на опорах і посередині прольоту використані індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм та межами вимірювань до 10 мм.Розміщення індикаторів показано на рисунках 1 і 2.При переміщеннях, більших за 10 мм, на одному із ступенів навантаженняіндикатор 3 переставляється з повторним зняттям відліку при цьому ж навантаженні. Для контролю грубих помилок відліків переміщення посередині прольоту вимірювалися також сталевую лінійкою з ціною поділки 1 мм.

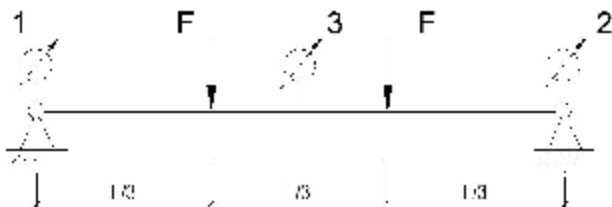


Рисунок 1 - Схема випробування СПН



Рисунок 2 - Загальний вигляд випробувальної установки

Результати випробувань заносилися до таблиці Excel, наведеній на рисунку 3. В таблиці вказані розміри та геометричні характеристики настилу, ступені навантаження зразка та відліки за індикаторами. За формулами, наведеними й поясненими в роботі [3], в таблиці обчислені фактичний і теоретичний прогини, також їх різниця у відсотках.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	Ступінь навантаження	Навантаження			Відліки				Переміщення			Прогин		L=	135	
2		Л	П	Σ	Л	С		С	П	A1	A3	A2	теорет	факт	B=	27
3	0	0	0	0	4,00	1,00		11,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0	0	E=	20600
4	1	3,37	3,37	6,74	3,99	0,43		10,43	3,92	0,01	0,57	0,08	1,6983	0,525	F=	0,79
5	2	3,43	3,44	13,61	3,97	7,56		7,56	3,88	0,03	3,44	0,12	3,42937	3,365		
6	3	3,00	3,07	19,68	3,96	4,9		4,90	3,89	0,04	6,10	0,11	4,95885	6,025		
7	4	3,20	3,13	26,01	3,96	1,53	10,89	1,53	3,89	0,04	9,47	0,11	6,53384	9,395		
8	5	3,32	3,32	32,65	3,96		8,08	-1,28	3,89	0,04	12,28	0,11	8,22695	12,205		
9	6	3,50	3,50	39,65	3,97		2,1	-7,26	3,91	0,03	18,26	0,09	9,99077	18,2		
10	7	3,81	3,77	47,23	4,04				4,03				11,9007			
11	8	3,42	3,47	54,12									13,0368			

Рисунок 3 - Таблиця обробки результатів випробувань

За отриманими результатами побудовані графіки залежностей фактичного й теоретичного значень прогину від навантаження, зображені на рисунку 4. За графіками можна зробити висновки щодо лінійності роботи зразка, відповідності експериментальних та фактичних прогинів, моментів початку розвитку пластичних деформацій, а також величини несучої здатності випробуваного зразка за першою та другою групою граничних станів з урахуванням вимог [3].

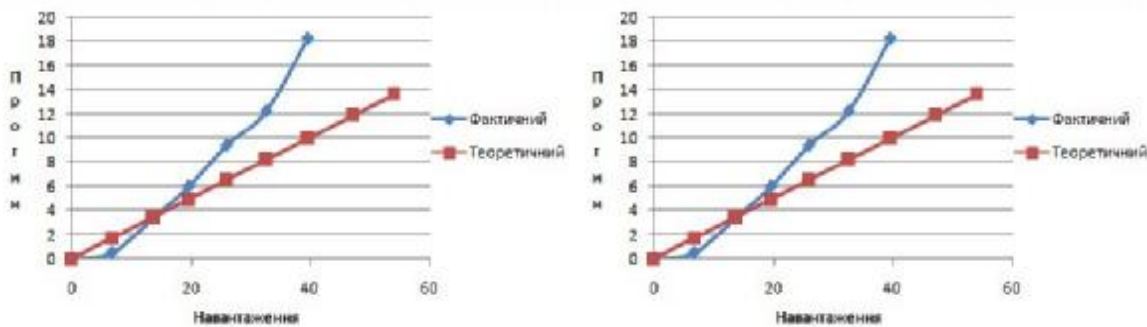


Рисунок 4 - Графіки залежності прогинів від навантаження

Результати випробувань вказують на практично лінійний характер залежності дослідних залежностей прогину від навантаження, що вказує на пружну роботу зразків. Несуча здатність за прогином визначена як експериментальне навантаження, що відповідає гранично допустимому прогину за [4], рівному $L/124=1355/124=10,9$ мм. Несуча здатність за першим граничним станом визначена як максимальне навантаження, при якому почалося руйнування зразка.

Порівняння результатів експериментів з розрахунковими даними показало, що несуча здатність за жорсткістю (навантаження при гранично допустимому значенні прогину 10,9 мм) отримана на 13–15% меншою за розрахункову, а несуча здатність за міцністю на 26–34,6% меншою за розрахункову несучу здатність. Виявлена різниця може бути обумовлена початковими недосконаlostями зразків у вигляді незначних місцевих деформацій, які й обумовили передчасну втрату стійкості стиснутої полицки профілю.

Загалом результати проведених випробувань показали, що розроблена методика проведення випробувань та обробки результатів дозволяє виявити фактичну несучу здатність сталевого профільованого настилу. На несучу здатність істотно впливають початкові пошкодження у вигляді локальних деформацій, що вимагає обережного поводження з настилом у процесі його монтажу.

Список літератури

1. ДСТУ Б В.2.6-9:2008. Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві листові гнуті зтрапецієподібними гофрама для будівництва. Технічні умови. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
2. ДСТУ Б В.2.6-10-96. Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталевібудівельні. Методивипробування навантаженням. К.: – 1997.
3. Збірник тез доповідей Всеукраїнського студентського науково практичного семінару “Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій”. – Кіровоград: КНТУ, 2012.
4. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – К.: Мінбуд України, 2006.

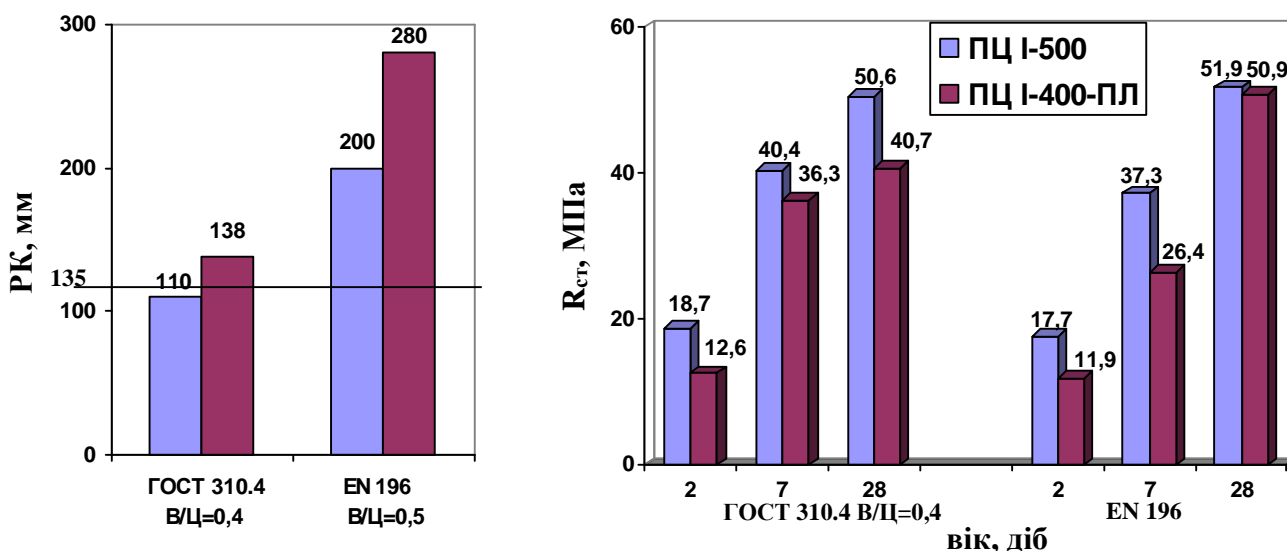
УДК 69.00176(075.8)

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ФАКТОРІВ НА ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ ТА МІЦНІСНІ ПОКАЗНИКИ БЕТОНІВ

Б.С. Луценко, магістрант гр. БІ 17 М
Яцун Володимир Васильович, канд.техн. наук, доцент
Центральноукраїнський національний технічний університет

При монолітному бетонуванні однією з найважливіших властивостей бетонної суміші є її підвищена рухливість ($OK > 10$ см), що зумовлено особливостями технології її доставки і укладання, а також необхідністю бетонування густоармованих конструкцій. В цьому плані значний практичний інтерес представляє використання і дослідження модифікованих портландцементів, які характеризуються підвищеною рухливістю. Саме тому згідно європейського стандарту EN 196 випробування портландцементів проводять на поліфракційному піску при підвищеній пластичності ($V/C=0,5$). З метою уніфікації якісних показників портландцементу та гармонізації його споживчих властивостей концепція переходу цементних заводів України на методи випробувань цементів за європейським стандартом EN 196 передбачає паралельні випробування портландцементів за ГОСТ 310.4 та EN 196.

Вивченням властивостей пластифікованих портландцементів порівняно зі звичайними згідно ГОСТ 310.4 встановлено (рис.1), що при $V/C=0,4$ досягається підвищена рухливість ($R_K \geq 135$ мм), проте рання міцність зменшується в 1,5 рази, а гідравлічна активність у віці 28 діб – на 24%. При випробуванні портландцементів за EN 196 при $V/C=0,5$ рухливість цементно-піщаного розчину суттєво зростає. Так, для звичайного портландцементу розплив стандартного конуса складає 180-220 мм, а для пластифікованих портландцементів – 280 мм. В той же час за рахунок поліфракційності дрібного заповнювача на портландцементі ПЦ І-500 (ДСТУ Б В.2.7-46-96) досягається міцність цементно-піщаного розчину $R_{ct28}=50-52$ МПа. Для пластифікованого ж портландцементу при заданому $V/C=0,5$ і розпливі конуса 280 мм спостерігається спад ранньої міцності відповідно R_{ct2} і R_{ct7} на 33% та 29% при активності в’язучого 50,9 МПа.



а

б

Рисунок 1 - Рухливість (а) та міцність (б) портландцементів при випробуванні згідно ГОСТ 310.4 та євростандарту EN 196.

Методи випробування портландцементів згідно євростандарту EN 196 в більшій мірі відповідають вимогам монолітного бетонування, що призводить до необхідності дослідження

впливу таких технологічних факторів як В/Ц і рухливість цементно-піщаних розчинів на фізико-механічні властивості портландцементів. Водоцементне співвідношення має прямий зв'язок із здійсненням процесу тверднення. Для створення міцного та щільного каменю необхідно забезпечити стиснуті умови тверднення, що визначається низькими показниками В/Ц. Разом з тим, воно повинно бути таким, щоб досягнути необхідної рухливості в'язучих систем.

У зв'язку з цим, в даній роботі проведені дослідження впливу водоцементного відношення на властивості цементного тіста і каменю. Як видно з таблиці 1, збільшення кількості води замішування суттєво впливає на реологічні властивості цементного тіста. Так, підвищення водоцементного відношення від 0,3 до 0,4 дозволяє збільшити розплив цементного тіста від 70 до 136 мм, при В/Ц=0,5 розплив зростає до 158 мм.

Таблиця 1 - Вплив водоцементного відношення на властивості портландцементу

В/Ц	Роз- плив, мм	Терміни тужавіння, год-хв		Границя міцності $R_{ст}$, МПа, у віці, діб				Водопогли- нання у віці 28 діб, мас. %
		поча- ток	кінець	2	7	28	56	
0,3	70	1-35	6-50	17,4	44,4	62,8	85,8	10,3
0,4	136	3-15	9-20	9,1	32,2	41,4	62,2	15,5
0,5	158	6-15	18-25	3,5	23,2	36,5	39,4	23,0

Як показали результати досліджень, підвищення В/Ц від 0,3 до 0,4 спричиняє відтягування початку тужавіння на 1,5 год, для тіста з В/Ц = 0,5 початок тужавіння відтягується до 6 год 15 хв.

Сповільнення процесу тужавіння при збільшенні кількості води замішування спричиняє суттєве зниження набору ранньої міцності цементного каменю. При випробуванні цементного каменю з В/Ц=0,3 через 2 доби встановлено, що він характеризується в 5 раз вищою міцністю, ніж цементний камінь з В/Ц=0,5. Суттєве зменшення міцності цементного каменю із збільшенням водоцементного відношення спостерігається і в подальші терміни тверднення. Міцність цементного каменю з В/Ц=0,5 у 28-добовому віці є в 1,7 рази меншою порівняно з цементним каменем з В/Ц=0,3.

У процесі гідратації та тверднення портландцементу з різним В/Ц змінюється співвідношення між фазами: непрореагованим цементом, новоутвореними гідратами, водою та порами. Показано [1], що при повній гідратації цементу зв'язується лише 20-25% води від маси цементу. Надлишок води випаровується з утворенням капілярних пор, які спричиняють зменшення показників міцності та погіршення його довговічності. На початку гідратації об'єм капілярних пор рівний кількості води замішування. По мірі протікання процесів гідратації вони заповнюються гідратними новоутвореннями. З метою наближення до умов експлуатації цементу в бетонах вивчення впливу водоцементного відношення на фізико-механічні властивості портландцементу проводили на зразках цементно-піщаного розчину (Ц:П=1:2) на основі портландцементів ПЦ І-500 ВАТ "Івано-Франківськцемент" та ПЦ ІІ/А-ІІІ-400 ВАТ "Миколаївцемент" (таблиця 2). Слід відзначити, що збільшення кількості води замішування призводить до суттєвого зростання рухливості цементно-піщаних розчинів. Так, збільшення В/Ц від 0,4 до 0,5 зумовлює підвищення розпливу стандартного конуса цементно-піщаних розчинів на основі даних портландцементів від $R_K=112$ мм до $R_K=250$ мм. При збільшенні В/Ц спостерігається значний спад міцності у всі терміни тверднення, особливо в ранньому віці. Так, на 2 добу тверднення міцність цементно-піщаного розчину на основі портландцементу ПЦ І-500 з В/Ц=0,4 у 3,2 рази більша, ніж цементно-піщаного розчину з В/Ц=0,55. У віці 28 діб міцність цементно-піщаного розчину з В/Ц=0,55 складає 45,5% міцності цементно-піщаного розчину з В/Ц=0,4. Збільшення водоцементного відношення цементно-піщаного розчину на основі ПЦ ІІ/А-ІІІ-400 від 0,40 до 0,55 спричиняє спад ранньої міцності через 2 доби в 2,3 рази, через 28 діб - у 2 рази.

Результати визначення водопоглинання цементно-піщаного розчину з різним водоцементним відношенням (таблиця 2) добре узгоджуються з результатами випробувань міцності. Так, зростання водоцементного відношення від 0,40 до 0,55 призводить до збільшення водопоглинання цементно-піщаного розчину на основі ПЦ I-500 після 28 діб тверднення в 2 рази, при цьому показники водопоглинання цементно-піщаного розчину на основі ПЦ II/A-III-400 зростають у 2,7 рази.

Відомо [2], що необхідною умовою для тверднення портландцементу є наявність вологи і сприятливої температури. Свіжо-вкладений бетон містить більше води, ніж необхідно для повної гідратації цементу, проте в більшості випадків у виробничих умовах вже в початкові терміни тверднення значна кількість води втрачається в зв’язку з випаровуванням, що призводить до недоборів міцності, збільшення пористості та погіршення експлуатаційних характеристик будівельного матеріалу.

Таблиця 2 - Вплив В/Ц на фізико-механічні властивості бетонів (Ц:П=1:2)

Тип портландцементу	S _{пит.} , м ² /кг	В/Ц	РК, мм	Границя міцності при стиску, МПа, у віці, діб			Водопоглинання у віці 28 діб, мас. %
				2	7	28	
ПЦ I-500 ВАТ “Івано-Франківськцемент”	345	0,40	112	27,2	48,5	65,0	2,6
		0,45	185	17,4	38,4	52,1	3,4
		0,50	250	14,0	33,4	45,7	4,8
		0,55	>250	8,4	22,9	29,6	5,3
ПЦ II/A-III-400 ВАТ “Миколаївцемент”	316	0,40	112	10,9	25,3	47,1	2,8
		0,45	152	7,0	21,1	33,0	4,1
		0,50	250	5,4	15,8	31,2	5,6
		0,55	>250	4,8	13,4	23,8	7,6

У зв’язку з цим, вивчали зміну міцності портландцементного каменю при різних В/Ц, що тверднув у нормальних та повітряно-сухих умовах. Згідно з результатами досліджень встановлено (таблиця 3), що випаровування надлишку води замішування призводить до суттєвого спаду міцності портландцементного каменю при твердненні зразків у повітряно-сухих умовах. Так, зразки, які тверднули в таких умовах, набирають 48-70% міцності зразків, що тверднули в нормальних умовах. При цьому цементний камінь з В/Ц=0,3 характеризується на 32% вищою міцністю порівняно з каменем з В/Ц=0,5. Дані досліджень свідчать, що вже в ранній період гідратації в повітряно-сухих умовах у цементному камені протікають деструктивні процеси, викликані втратою вологи.

Для вивчення процесів структуроутворення при твердненні портландцементу в повітряно-сухих та нормальних умовах при різному В/Ц визначали зміну маси зразків з часом тверднення. Найбільшої втрати маси цементний камінь зазнає в початкові терміни тверднення, що пов’язано з випаровуванням води відразу ж після замішування цементу з водою. Кількість води, що залишилася, є недостатньою для гідратації, тому з часом спостерігається зворотній процес - адсорбції води та вуглекислого газу з повітря.

Таблиця 3 - Вплив умов тверднення на міцність портландцементу (тісто 1:0, зразки-кубики 2x2x2 см)

В/Ц	Розплив, мм	Границя міцності при стиску, МПа, у віці, діб						
		нормальні умови				повітряно-сухі умови		
		1	3	7	28	3	7	28
0,3	75	10,0	33,3	48,3	67,6	24,1	30,9	39,5
0,5	145	4,5	17,5	29,3	38,0	12,5	22,6	27,0

Як видно з рис. 2, 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 $V/C=0,5$, що зумовлено наявністю великої кількості вільної незв'язаної води, яка швидко випаровується.

Так, зниження водовмісту системи, що проходить у період до 7 діб, становить 40,4%, потім до 28 діб спостерігається незначний приріст на 1,2%.

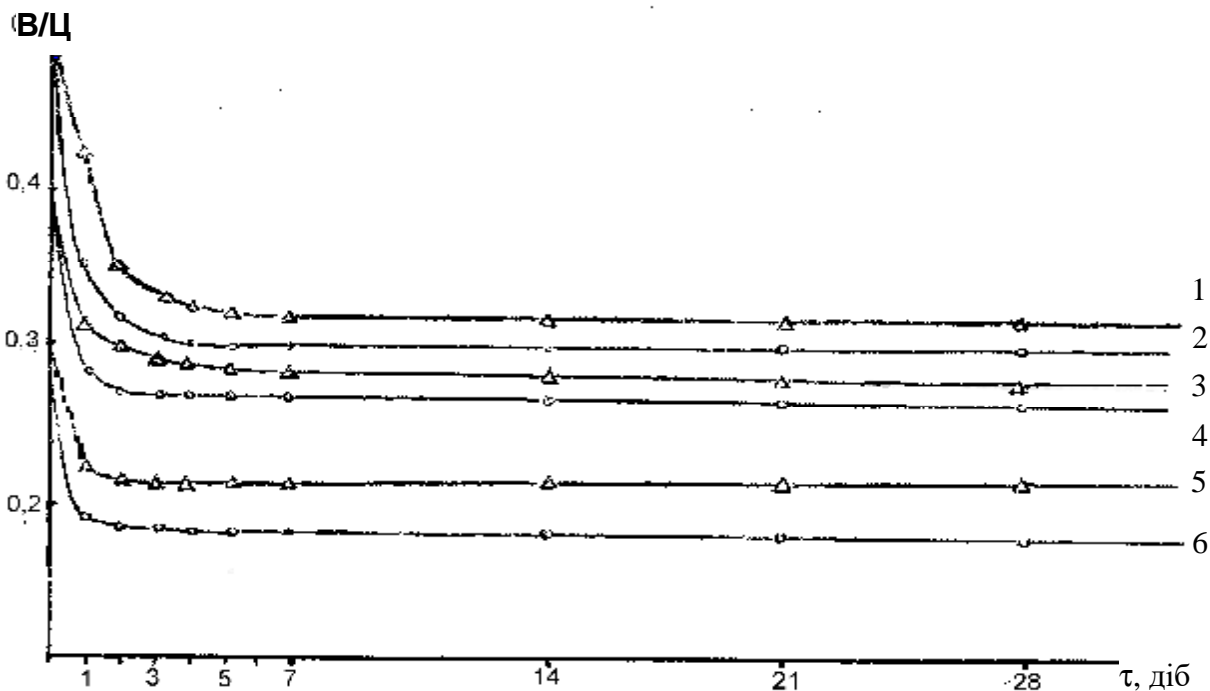


Рисунок 2 - Кінетика зміни водовмісту цементного каменю з різним водоцементним відношенням: 1; 3; 5 – відповідно при V/C рівному 0,5; 0,4; 0,3 в нормальних умовах; 2; 4; 6 – те саме в повітряно-сухих умовах

Внаслідок нерівномірного розподілу вологісних та температурних деформацій за об'ємом, а також через обмеження деформацій зовнішніми зв'язками, їх поява супроводжується розвитком напружень. Тому в даній роботі проводили вивчення особливостей вологісних деформацій портландцементного каменю з різним вихідним V/C . Так, результатами досліджень встановлено (рис. 3), що зростання водоцементного відношення цементного тіста призводить до збільшення деформацій зсідання цементного каменю. Чим вище V/C , тим нижча міцність бетонного каменю та більша його пористість, що зумовлює інтенсивніший вологообмін з навколишнім середовищем і тим слабший опір кристалічного зростку об'ємним змінам, що відбуваються в гелі, в результаті чого деформації зсідання зростають. Так, деформації зсідання каменю з $V/C=0,5$ більші в 1,9 раз порівняно з каменем з $V/C=0,3$. При визначенні втрати маси балочок $4 \times 4 \times 16$ см встановлено, що деформації зсідання проходять до моменту зменшення маси зразків.

Отже, водоцементний фактор є однією з важливих характеристик цементного тіста, що в значній мірі визначає його рухливість та будівельно-технічні властивості штучного каменю, які в свою чергу визначаються мікроструктурою та фазовим складом новоутворень. У зв'язку з цим, доцільно дослідити вплив водоцементного відношення на фазовий склад та мікроструктуру цементного каменю, що формується в умовах підвищеної рухливості.

Характерно, що повна гідратація портландцементу не сприяє набору міцності цементного каменю, що зумовлено наявністю тонкого шару гідратних новоутворень у камені з нижчим водоцементним відношенням. Згідно [117], міцність цементного каменю визначається силами, які виникають на контактах між новоутвореннями, тобто ван-дер-ваальсівськими. Дія хімічних зв'язків та їх зміцнення в процесі поліконденсації обмежується об'ємами кристалів та їх зародками-лусками, а тому не визначає міцності цементного каменю.

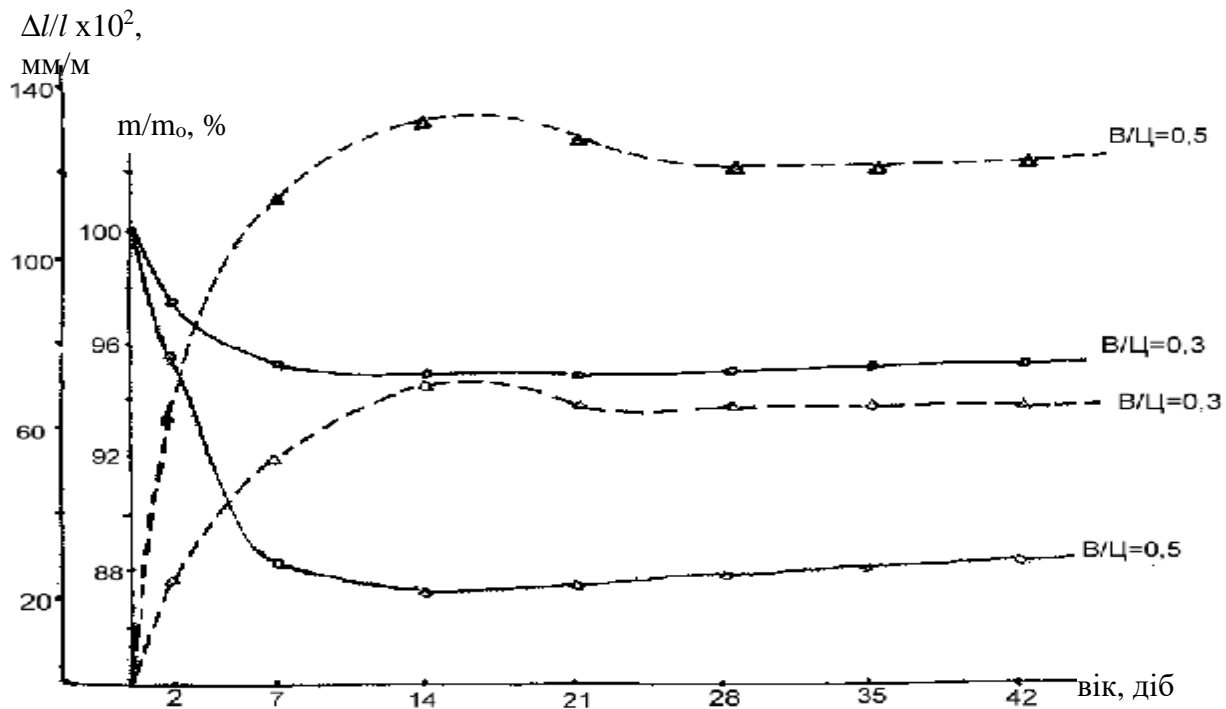


Рисунок 3 - Деформації зсідання та зміна маси цементного каменю з різним В/Ц (повітряно-сухі умови):

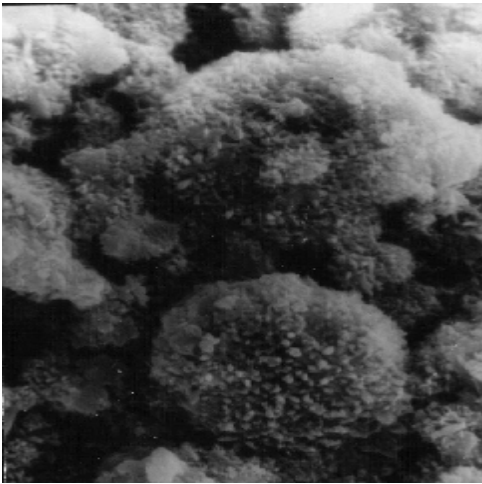
— — — — — зміна маси цементного каменю;
 — — — — — деформації зсідання.

Для мікроструктури портландцементного каменю з В/Ц=0,5, що тверднув 3 доби (рис. 4, б), характерним є різноманітність морфології. Так, поряд з дрібнозернистими лускоподібними гідратами на поверхні цементних зерен, можна виділити систему пор, що з'єднуються між собою і створюють капілярно-пористу структуру цементного каменю. Слід відзначити, що збільшення кількості води замішування зумовлює зростання ролі кристалічної складової цементного каменю, що розміщується в поровому просторі. Продукти гідратації представлені еtringітом, гексагональними AF_m -фазами, гідроксидом кальцію та волокнистими гідросилікатами. Водоцементне відношення здійснює значний вплив на ранню гідратацію портландцементу, визначаючи в основному кінетику утворення еtringіту. Структури еtringіту, портландиту і гідроалюмоферитів кальцію з великими кристалами, заповнюючи пори в цементному камені, сприяють синтезу міцності каменю в початковий період до певної межі.

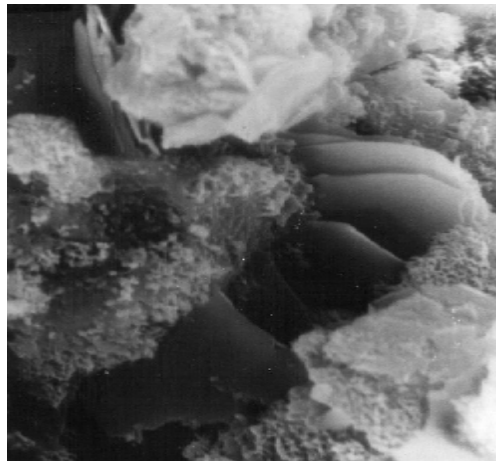
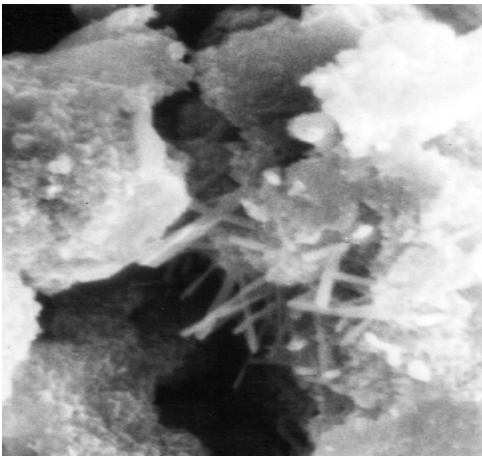
Згідно [55], для покращення експлуатаційних властивостей цементного каменю необхідно зменшувати в його мікроструктурі кількість і розміри сильнозакристалізованих гідратних новоутворень (гідроксиду кальцію, гідроалюмоферитів, гідросульфоалюмоферитів кальцію) при одночасному збільшенні вмісту метаміктною складовою гідратних сполук.

З часом тверднення структура ущільнюється і мікроструктура каменю з В/Ц=0,3 є щільною та однорідною з наявністю блоків з чітко вираженою паралельною шаруватою структурою (рис. 5), що сприяє зростанню міцності. В деяких місцях спостерігаються блоки портландиту та гексагональних гідроалюмінатів кальцію.

Цементний камінь з В/Ц=0,5 через 28 днів тверднення характеризується пористою структурою. При підвищеному В/Ц зростає роль кристалічної фази. Наявність порового простору зумовлює ріст крупних гексагональних кристалів гідроалюмінатів кальцію та портландиту, які зв'язують цементні зерна, слід зауважити відсутність голчастих кристалів AF_t -фаз, що зумовлено підвищеною розчинністю кристалів еtringіту при зростанні водопотреби (В/Ц=0,5) та наступною їх перекристалізацією. Це призводить до руйнування контактів між зернами та спаду міцності цементного каменю, що треба враховувати при монолітному будівництві.



а



б

Рисунок 4 - Мікроструктура цементного каменю з В/Ц=0,3 (а) та з В/Ц=0,5 (б) гідратованих 3 доби (збільш. в 6000 раз)



а

б

Рисунок 5 - Мікроструктура цементного каменю (збільш. в 3000 раз), гідратованого 28 діб, з В/Ц=0,3 (а) та 0,5 (б)

Отже, проведеними дослідженнями встановлено вплив В/Ц на реологічні властивості цементних розчинів. Показано, що надлишок води замішування спричиняє сповільнення кінетики набору ранньої і марочної міцності, зниження щільності, підвищення пористості, водопоглинання, деформацій зсідання. Утворення найбільш щільної, низькопористої структури забезпечується при водоцементному співвідношенні близькому до нормальної густоти. Разом з тим, така водопотреба не реальна для сучасних технологій монолітного бетонування. Одним із шляхів інтенсифікації тверднення портландцементів та забезпечення формування щільної структури є регулювання зернового складу портландцементів шляхом збільшення його дисперсності.

Список літератури

1. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. - М.: Стройиздат, 1990. - 396 с.
2. Бабаев Ш.Т., Башлыков Н.Ф., Сердюк В.Н. Основные принципы получения высокоэффективных вяжущих низкой водопотребности // Аналит. обзор. – Вып. 1. – М.: ВНИИЭСМ, 1991. – 76 с.

УДК 621.873/875(031)

КОМП’ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОПЕРЕЧНИХ КОЛИВАНЬ ВАНТАЖУ ПІДЧАС РУХУ ГРЕЙФЕРНОГО ВІЗКА МОСТОВОГО КРАНУ

С.М. Дегорян, магістрант гр. ГМ(ДМ) 17 М
 Яцун Володимир Васильович, канд.техн. наук, доцент.
 Центральноукраїнський національний технічний університет

Підйомно-транспортні машини, в яких використовується рухома вантажна каретка, відрізняються тим, що вантажна каретка в загальному випадку скоює двомірний рух в горизонтальній площині. У зв'язку з цим кінцевий вантаж окрім переміщення у вертикальному напрямі також переміщається в поперечних напрямках.

Зважаючи на відсутність направляючих провідників, в підйомно-транспортних машинах вантажозахватні пристрої і вантаж при підйомі або спуску нічим не утримується від поперечних переміщень, тобто мають нагоду окрім переміщення у вертикальному напрямі переміщатися в поперечному напрямі. Зрозуміло, що довільні переміщення вантажозахватних пристроїв і вантажу в поперечному напрямі не можуть бути корисними оскільки вони доставляють в експлуатації додаткові турботи в частині забезпечення безпеки обслуговуючого персоналу і збереження навколишніх споруд, отже необхідно будь яким способом їх повністю уникати, або ж якщо це не можливо мінімізувати їх впливи.

До кранів з рухомою кареткою відносяться баштові, мостові і козлові крани, які схематично зображені на рисунку 1.

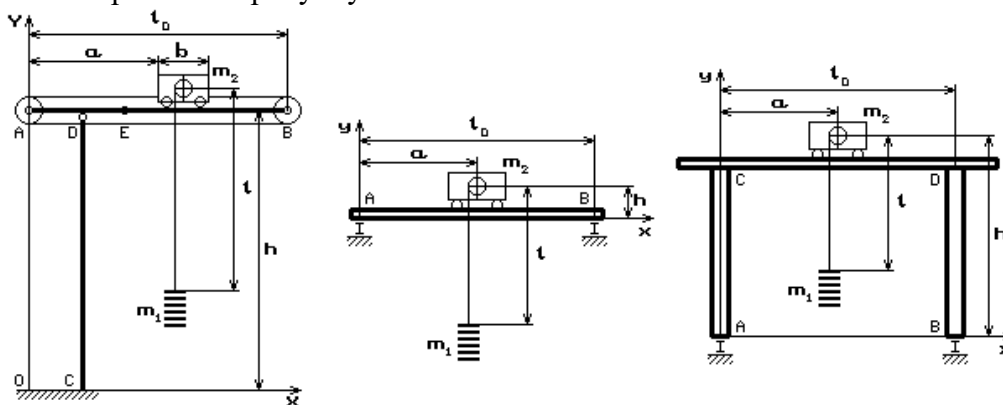


Рисунок 1 - Схеми баштового, мостового і козлового кранів

Розглянемо найпростіший варіант підйому вантажу в такого роду кранах, коли каретка скоює одновимірний рух за відсутності переміщення самого крана. Розрахункова схематизація такого процесу показана на рисунку 2.

Тут зображені положення вантажу, що піднімається, в двох станах – в початковому, коли довжина схилу каната рівна l_0 , і в деякому поточному, коли барабан лебідки обернувся на кут φ проти годинникової стрілки, схил каната утворив з вертикаллю кут ψ , відлічуваний також проти годинникової стрілки, а його довжина стала рівною l .

Координати вантажу в його поточному стані позначимо за допомогою символів x і y .

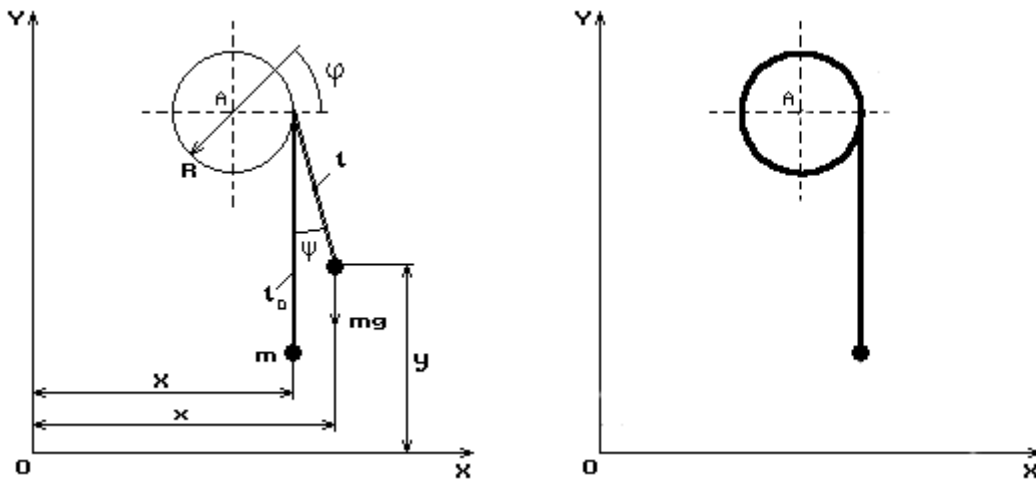


Рисунок 2 - Схема підйому вантажу при горизонтальному переміщенні каретки

В цьому поточному стані каретка перемістилася таким чином, що точка набігання каната на барабан придбала координату $X(t)$ в прийнятій системі відліку XOY . Можна вважати, що $X(t)$ також і поточною горизонтальною координатою каретки відлічуваної від її деякого первинного положення (на мал.1 ця координата позначена символом a).

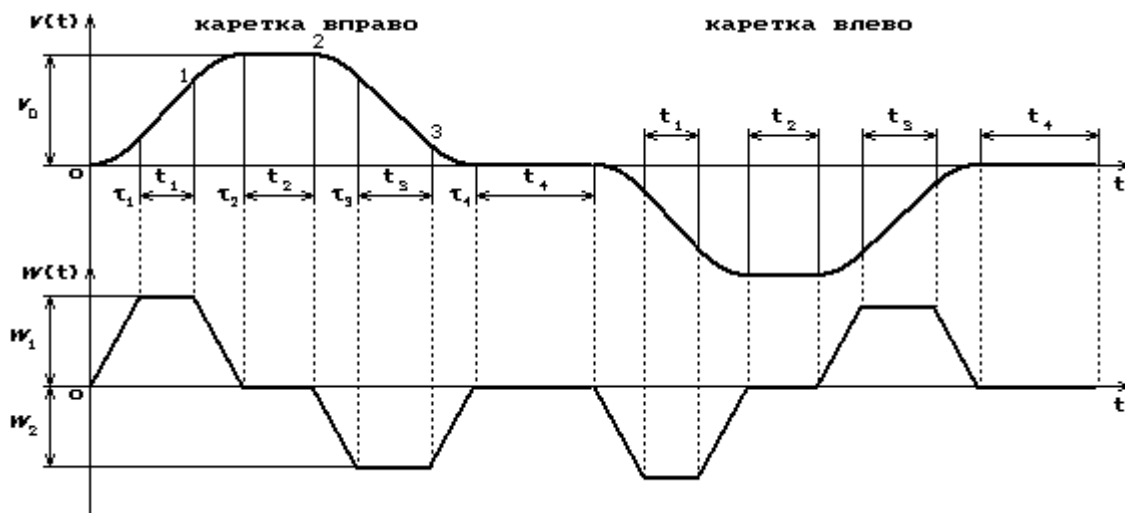


Рисунок 3 - Зміна швидкості і прискорень каретки при її горизонтальному переміщенні

Вважатимемо, що переміщення каретки задано, і при цьому її швидкість $V(t) = \dot{X}(t)$ і прискорення $W(t) = \dot{V}(t) = \ddot{X}(t)$ змінюються, наприклад, так, як показано на рис. 3.

За допомогою схеми, приведеної на мал. 2, запишемо поточні координати вантажу у формі

$$x = X(t) + l \sin \psi, \quad y = l_0 - l \cos \psi,$$

де $X(t)$, як було сказано вище, задана координата вантажного візка, l_0 – початкова довжина схилу каната, l – поточна його довжина, ψ – кут,

утворюваний схилом підйомного каната з вертикаллю. За допомогою (1) знаходимо

$$\dot{x} = \dot{X}(t) + l \sin \psi + l \dot{\psi} \cos \psi, \quad \dot{y} = -l \cos \psi + l \dot{\psi} \sin \psi.$$

З використанням співвідношень (2) квадрат швидкості вантажу визначиться у формі

$$V^2 = \dot{X}^2 + 2\dot{X}(l \sin \psi + l \dot{\psi} \cos \psi) + l^2 + l^2 \dot{\psi}^2,$$

і тоді кінетичну енергію в цілому всієї системи знайдемо як

$$T = \frac{J}{2} \dot{\varphi}^2 + \frac{m}{2} [\dot{X}^2 + 2\dot{X}(l \sin \psi + l \dot{\psi} \cos \psi) + l^2 + l^2 \dot{\psi}^2],$$

де φ – поточний кут повороту барабана; J – момент інерції барабана; m – маса кінцевого вантажу.

Потенційна енергія системи представиться у формі

$$U = \frac{C_{ome}}{2} [R\varphi - (l_0 - l)]^2 + mg(l_0 - l \cos \psi).$$

Функція Лагранжа $L = T - U$ матиме вигляд

$$L = \frac{J}{2} \dot{\varphi}^2 + \frac{m}{2} [\dot{X}^2 + 2\dot{X}(l \sin \psi + l \dot{\psi} \cos \psi) + l^2 + l^2 \dot{\psi}^2] - \frac{C_{ome}}{2} [R\varphi - (l_0 - l)]^2 - mg(l_0 - l \cos \psi)$$

Провівши спрощення в результаті таких остаточно отримаємо

$$L = \frac{J}{2} \dot{\varphi}^2 + \frac{m}{2} [l^2 + l^2 \dot{\psi}^2] - \frac{C_{ome}}{2} [R\varphi - (l_0 - l)]^2 + ml(g \cos \psi - \ddot{X} \sin \psi),$$

що дещо спрощує процедуру побудови рівнянь руху.

Тепер обчислимо приватні похідні від функції Лагранжа по узагальнених координатах.

В результаті після спрощення рівняння динамічного стану даної системи матимуть такий вигляд

$$\left. \begin{aligned} J\ddot{\varphi} + C_{ome}R[R\varphi - (l_0 - l)] &= M_{\partial\varphi}(t), \\ m(\ddot{l} + \ddot{X}\psi) + C_{ome}[R\varphi - (l_0 - l)] - mg &= 0, \\ ml^2\ddot{\psi} + ml(\ddot{X} + 2V_{cp}\dot{\psi}) + mgl\psi &= 0. \end{aligned} \right\}$$

Висновок

Рішення системи отриманої системи дозволяє визначити максимальні поперечні переміщення вантажу при будь-якому заданому законі переміщення каретки $X(t)$, максимальні динамічні зусилля в підйомному канаті при різному характері зміни рушійного моменту $M_{\partial\varphi}(t)$ і ін.

АНАЛІЗ ХАРАКТЕРИСТИК ЩЕПЛЕННЯ БЕТОНІВ ТА РОЗЧИНІВ ПРИ ВИКОНАННІ РЕМОНТНО-ВІДНОВЛЮВАЛЬНИХ РОБІТ

В.М. Ткачук, *магістрант гр. БІ 17 М*
Яцун Володимир Васильович, *канд.техн. наук, доцент.*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Велика кількість будівель і споруд, термін експлуатації яких вийшов, або вже досить давно потребують виявлення та усунення різного роду дефектів та пошкоджень, що утворилися в процесі експлуатації. Усунення дефектів в бетонних, кам'яних і інших конструкціях передбачає зазвичай виконання хоча і невеликих за об'ємом, але найрізноманітніших і специфічних робіт. Складність полягає в тому, що не можна заздалегідь деталізувати проведення цих робіт.

При ремонті і посиленні конструкцій потрібно керуватися прийнятими принципами «лікування» конструкцій і споруд. Різноманітність характеру і складність цих робіт вимагає великої уваги технічного персоналу; до виконання їх привертають робочих високої кваліфікації.

Більшість робіт виконуються без спеціально розроблених робочих креслень - в залежності від ступеня пошкодження і аварійності окремі рішення уточнюються на місці з урахуванням особливостей деформації і порушень. Дефекти і пошкодження можуть групуватися по ступеню ослаблення і зниження експлуатаційних якостей конструкцій.

Ремонтні роботи по усуненню дефектів в спорудах підрозділяються на підготовчих і основних.

До підготовчих відносять: обстеження конструкцій зі встановленням сукупності всіх причин виникнення дефектів, руйнування і псування матеріалів; розробку першочергових заходів щодо посилення конструкцій з призначенням методів і порядку виконання виробництва робіт; розробку запобіжних мір по збереженню будівлі або споруди і окремих його конструкцій, що знаходяться в аварійному стані, підбір сумішей бетонів і розчинів для закладення дефектних ділянок; лабораторні і гідрогеологічні

дослідження матеріалів, що піддалися деформації під впливом протікання, повзучості, обвальних явищ, агресивності середовища, підготовку необхідних інструментів і пристосувань для виробництва робіт.

До основних робіт відносять безпосереднє виконання робіт по складеній і заздалегідь підготовленій технічній документації - розборка завалів, влаштування кріплень, установка підсилюючих конструкцій (сталевих рам, важелів, діафрагм противо-вібраційних екранів і ін.) висвердлювання і пробивка отворів для установки ін'єкційних трубок, анкерних болтів, дюбелів і інших кріплень; приготування розчинів, бетонів і водоцементних сумішей, мастик для закладень і посилення конструкцій; ін'єкція водоцементної суміші в тіло кладок; бетонування, торкретування пошкоджених конструкцій, контроль якості робіт, що виконуються, спостереження за станом конструкцій після їх посилення.

Деже часто пошкоджені конструкції розміщені в місцях де досить важко традиційно встановити опалубку та провести бетонування пошкодженої поверхні, трудомісткість таких робіт досить велика, а ефективність сумісної роботи поверхонь низька і не задовольняє вимоги подальшої експлуатації споруди. Оптимальним методом відновлення структури конструкції, збереження та підвищення її функціональних характеристик є влаштування захисного шару методом торкретування.

Разом з основними широко використовуваними способами ущільнення бетонної суміші, здійснюваними із застосуванням різних засобів віротехніки, весь більший розвиток і розповсюдження в будівництві отримують так звані безвібраційні способи. До них відноситься бетонування внабризк, при здійсненні якого бетонна суміш ущільнюється під дією інтенсивних інерційних сил. Бетонування набризку може виконуватися із застосуванням різних пневматичних або механічних пристроїв.

Технологія торкретування в будівельній практиці використовується понад 100 років, наслідуючи загальний прогрес науки і техніки, постійно змінюючись і вдосконалюючись

Сьогодні на будівельному ринку широко представлене ефективне обладнання різних виробників для використання в технології торкретування AC-1 (Україна), ALIVA, MEYCO, Putzmeister (Швейцарія), REED (США), Werner Mador (Німеччина), та інші.

В сучасній технології бетону створена і має широке застосування велика кількість комплексних додатків різних видів і призначень, що дозволяє спрямовано впливати на властивості цементного каменю і затверділого бетону та підвищувати їх якість.

Характерним для методу набризку є поєднання в єдиному виробничому процесі транспортування, укладання і ущільнення бетонної суміші при повній механізації всіх технологічних операцій.

На практиці метод набризку із застосуванням пневматичних апаратів реалізується у вигляді «Сухого» або «мокрого» торкретування і шприц-бетонування. «Сухе» торкретування полягає в нанесенні на торкретючу поверхню під тиском стислого повітря одного або декількох шарів цементно-піщаного розчину, що подається по шлангу у вигляді сухої суміші, водою, що зачинається, при виході з сопла. «Мокре» торкретування (спосіб пневмобетонування) відрізняється застосуванням готових цементно-піщаних розчинів, що дисперсують на окремі гранули, які транспортуються по

трубопроводу в зваженому стані і укладаються в конструкцію з ущільненням. Шприц-бетонування полягає у введенні в суху суміш крупного заповнювача – щебеня або гравію фракції до 25—30 мм і добавок-прискорювачів схоплювання і тверднення і ін. Перевагами сухого торкретування вважають:

- відсутність попереднього зволоження водою;
- можливість подачі суміші на великі відстані;
- можливість нанесення «товстого» шару за один прохід;
- висока продуктивність;
- ґрунтування основи без «клеючих» складів;
- висока надійність і тривалий час експлуатації обладнання;
- просте очищення обладнання (продування повітрям);
- практична відсутність засмічування шлангів і обладнання;
- можливість роботи в режимі «старт-стоп».

Як показує досвід використання, цей метод особливо підходить для великих ремонтних проектів, де можна ефективно організувати захист від пилу і видалення відскоку, де не потрібна якісна обробка поверхні, і зовнішній вигляд не має великого значення

Переваги мокрого способу торкретування:

- знижене пилоутворення;
- однорідний склад бетону;
- можливість кінцевого затирання;
- проведення робіт у тісних умовах;
- мінімальні затрати на захист робочого майданчика з екологічної точки зору;
- можливість використання торкрет-машини в якості бетононасосу;
- приготовлений для торкретування бетон може використовуватись для нанесення вручну.

Список літератури

1. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. - М.: Стройиздат, 1990. - 396 с.
2. Бабаев Ш.Т., Башлыков Н.Ф., Сердюк В.Н. Основные принципы получения высокоэффективных вяжущих низкой водопотребности // Аналит. обзор. – Вып. 1. – М.: ВНИИЭСМ, 1991. – 76 с.
3. Використання торкрет-бетону при підсиленні бетонних та залізобетонних конструкцій. Дороги і мости. Збірник наукових праць.К.: ДерждорНДІ,2008.-випуск 10.-172-176.
4. Набрызг-бетонные работы в строительстве / [Дюженко М.Г., Кацман А.Я., Барчук А.С., Павлов А.П.].-К.: Будівельник,1980.75 с.
5. Правила застосування хімічних добавок у бетонах і будівельних розчинах : ДБН В.2.7-64-97: 1999.-К.: Держбуд України, 1999, 60 с.
6. Разработка требований к материалам для ремонта цементобетонных покрытий с применением пневмонабрызга и полимерных материалов / [Научно-технический отчет].- К.: ГОСДОРНИИ,1985.- 51 с.

ТИПИ І ГАЛУЗІ ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ СВІТЛОПРОЗОРИХ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ, ТА ЇХ МІСЦЕ У ЗАБЕЗПЕЧЕННІ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВЕЛЬ

С.А. Гамаюнова, *магістр гр. БІ 17МЗ*

С.О. Джирма, *доц., канд. техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Сьогодні житлові будівлі є колосальними споживачами енергії, тому енергозбереження в будівництві набуло великого значення. В умовах зростання цін на енергоносії, теплоізоляція – одне з рішень збереження тепла, зниження шкідливого впливу на навколишнє середовище і разом з тим економії грошових коштів.

Україна щорічно споживає близько 210 млн. умовних т паливно-енергетичних ресурсів. Будівельна галузь відноситься до найбільш енергоємних областей національної економіки, оскільки більше 30% усіх споживаних паливно-енергетичних ресурсів (близько 63 млн. т умовного палива) витрачається на утримання зводимих і існуючих будівель [1].

Аналіз досвіду різних країн у вирішенні проблеми енергозбереження свідчить, що одним з найбільш ефективних шляхів її рішення є скорочення втрат тепла через огорожуючі конструкції будівель та споруд [2, 3].

Рівень теплозахисту огорожувальних конструкцій повинен відповідати кліматичним умовам місця будівництва і забезпечувати санітарно-гігієнічні та комфортні умови в приміщеннях будівель. Огорожувальні конструкції повинні зберігати теплозахисні якості в процесі експлуатації, тобто бути довговічними. Це може бути досягнуто раціональним проектуванням і конструюванням з урахуванням процесів теплопередачі (виключення конденсації вологи на внутрішніх поверхнях огорожень), паропроникності (виключення накопичення конденсованої вологи в огороженні) і повітропроникності (виключення наднормативної інфільтрації через огорожу холодного зовнішнього повітря).

Особливе місце і вплив на рівень теплоефективності будівлі мають світлопрозорі огорожуючі конструкції, а саме вікна, вітражі, тощо.

У програмі енергозбереження при будівництві та експлуатації будівель світлопрозорим огорожуючим конструкціям відводиться важлива роль, оскільки вони мають термічний опір у 2-3 рази менший в порівнянні з глухими ділянками зовнішніх стін [4].

Чітке визначення світлопрозорої частини будівлі – вікна, дає нам ГОСТ 23166-99 (Додаток А): "Вікно – це елемент стінної або покрівельної конструкції, призначений для об'єднання внутрішніх приміщень з навколишнім простором, природного освітлення приміщень, їх вентиляції, захисту від атмосферних і шумових впливів, що складається з віконного прорізу з укосом, віконного блоку, система ущільнення монтажного шва, підвіконної дошки, деталі зливу і облицювання".

Конструктивним рішенням вікна підсумовується облік різноманітних вимог:

- рівень освітленості;
- міцність і довговічність світлопрозорих огорожень;
- додаткові функції: звуко- і теплоізоляція, вентиляція, системи відкривання, наявність захисних пристроїв – жалюзей, ґрат, ставнів, екранів.

Конкретні габарити вікна складаються виходячи з просторового рішення приміщення в цілому. Незалежно від висоти останнього, низ вікна (підвіконня) влаштується, як правило, на висоті 80-100 см від рівня підлоги (у житлових будинках), а верх – нижче стелі що найменше на товщину перемички і з урахуванням місця підвіски карнизів для кріплення штор.

Основними елементами отвору є вертикальні зрізи стіни (відкоси) і перемички, що визначають розміри вікна, забезпечують конструктивну захищеність рами і компенсують зміну міцності стіни.

Останнім часом, в епоху розвитку нових технологій і поліпшення рівня життя населення нашої країни, все частіше виникає питання про комфорт і затишок у будинку. Тому сьогодні металопластикові вікна є невід’ємною частиною сучасного житла. Вони дійсно мають безліч переваг в порівнянні з дерев’яними вікнами і на сьогодні стали незмінним атрибутом численних будівель, квартир, будинків.

Одна з головніших переваг це довговічність. Довговічність дерева прямо залежить від якості його просушки й обробки антисептиками та лаками. Якщо технологія дотримана повністю, то сучасне дерев’яне вікно може прослужити без догляду до п’яти років, іноді навіть більше. Звичайні ж вікна з рамами потребують як мінімум фарбування вже через рік-два. Пластиковим вікнам це не загрожує [5]. Всі виробники стверджують, що пластикові вікна можуть прослужити до півстоліття, якщо правильно за ними доглядати, а серйозні компанії дають період гарантії на металопластикові вікна до десяти років [6].

Також однією з переваг пластикових вікон є герметичність. У кімнаті, де встановлено таке вікно, не буває протягів через щілини і не втрачається тепло. Крім того, такі вікна не вимагають додаткового ущільнення їх на зиму. У порівнянні зі стандартними дерев’яними вікнами пластикові вікна з однокамерним склопакетом зберігають в приміщенні на 20% більше тепла, у вікнах з двох і трикамерним склопакетом економиться до 50% тепла [6].

Перевага пластикових вікон, яку цінують всі жителі великих міст, це їх високі шумоізоляційні якості. Наприклад, вікно з однокамерним склопакетом зменшує проникаючий в приміщення шум на 25 дБ, а з двокамерним – 40 дБ.

Незалежно від виробника, по своїй конструкції усі ПВХ-системи утворені тонкостінними порожнистими профілями (як основними, так і додатковими), що мають декілька камер, заповнених повітрям. Залежно від вимог, що пред’являються, можуть використовуватися основні профілі з різним числом камер (як правило, трьох-, чотирьох- або п’ятикамерні) [4]. При цьому зі збільшенням числа камер росте значення термічного опору профілю, а також його жорсткість. Товщина стінок профілю, залежно від розташування, складає 1,5-3 мм. Найбільш поширені нині профілі мають три камери (рис. 1) – основна камера (поз. 1), дренажна камера (передкамера) (поз. 2) і камера для кріплення фурнітури (поз. 3).

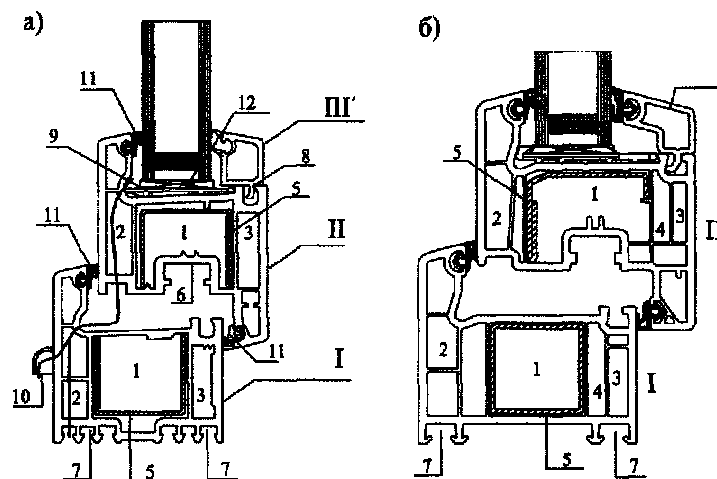


Рисунок 1 – Конструкція віконних профілів із ПВХ: а) трьохкамерна рама і стулка; б) багатокамерна рама і стулка; I – профіль коробки (рама), II – профіль стулки (стулка), III – штапик; 1 – основна камера; 2 – дренажна камера (передкамера); 3 – камера для кріплення фурнітури; 4 – додаткова камера для збільшення термічного опору; 5 – армування; 6 – паз для кріплення фурнітури; 7 – пази для кріплення додаткових профілів; 8 – паз для кріплення штапика; 9 – похилий фальц для відведення води; 10 – водовідведення; 11 – ущільнення; 12 – підкладка під склопакет.

При цьому трикамерний профіль застосовується далеко не завжди. Усі великі виробники пропонують варіації профілів, що розрізняються по кількості камер (рис. 1), що дає можливість гнучкіше адаптуватися до конкретних вирішуваних завдань. Так, наприклад, в профіль може бути додана додаткова камера для підвищення його термічного опору, або ж, навпаки, одна з камер

може бути ліквідована на користь потужнішого армування для сприйняття підвищених статичних навантажень.

Основна камера служить для установки підсилюючого вкладиша (армуючого профілю). Армуючі вкладиші, як правило, виконуються з оцинкованої сталі, рідше з алюмінію і склопластика, і оберігають профілі від надмірних прогинів, які можуть мати місце внаслідок низького значення модуля пружності ПВХ. Вітрове навантаження на армуючий вкладиш передається через горизонтальні ребра жорсткості в дренажній камері. Таким чином, здійснюється спільна робота ПВХ і сталі у віконному профілі.

За рахунок наявності армуючого вкладиша, вікна з ПВХ дістали свою другу назву – металопластикові вікна.

Полівінілхлорид (ПВХ) відноситься до старих штучних матеріалів. Уперше ПВХ був отриманий в лабораторних умовах в 1835 році французьким гірським інженером і хіміком Анрі Віктором Реньо [7].

У 1878 році продукт полімеризації вінілхлориду уперше був досліджений детальніше, але результати досліджень так і не стали надбанням промисловості. У 1913 році німецький вчений Фриц Клатте отримав перший патент на виробництво ПВХ. Він припускав використати важко займистий ПВХ замість легко займистого целюлоїда.

Нині більшість профілів поставляються з Німеччини. Усі ці профілі виконані з різновидів ПВХ марки PVC-U в відповідності з німецькими стандартами DIN. Базові випробування для ПВХ німецького виробництва проводяться при температурі $+20^{\circ}\text{C}$. У зоні температур від $+10^{\circ}\text{C}$ до $+40^{\circ}\text{C}$ механічні характеристики майже не змінюються [8].

При використанні ПВХ в інтервалі температур від $+40^{\circ}\text{C}$ до $+60^{\circ}\text{C}$, силові навантаження, що діють на нього, мають бути понижені. При температурі вище $+60^{\circ}\text{C}$ навантажений ПВХ може знаходитися лише дуже невеликий час. Точка розм'якшення знаходиться поблизу температури $+80^{\circ}\text{C}$.

У зоні негативних температур може використовуватися тільки так званий модифікований ПВХ, що містить спеціальні добавки, що збільшують його ударну в'язкість при температурах нижче 0°C . Такий ПВХ здатний добре приймати динамічні навантаження при температурі не нижчі -40°C [9].

ПВХ-профілі отримують методом екструзії – безперервного витискування розм'яклого матеріалу через отвір певного перерізу, визначуваного типом фільтри (деталі машини для формування хімічних волокон у вигляді ковпачка або пластини) при температурі $80-120^{\circ}\text{C}$. При цьому для набуття необхідних властивостей профілів – світлостійкості, стійкості до атмосферних дій, колірної відтінку, якості поверхні, зварюваності і тому подібне, в ПВХ додають стабілізатори, модифікатори, пігменти і допоміжні добавки.

Профілі поставляються виробниками довжиною 6,5 м, а на складальних ділянках вони нарізуються під необхідний розмір. Потім профілі армуються сталевими підсилюючими елементами, в них фрезеруються необхідні отвори (для відводу води і провітрювання, а також для кріплення фурнітури).

Потім заготовки потрапляють на наступний етап – зварювання. З'єднання окремих профілів рами і створки виконується зварюванням в стик за допомогою нагрівального елемента (зварного ножа). Закріплення імпоста здійснюється за допомогою кріпильних елементів, а штапик просто вставляється в відповідні пази рами або стулки.

Зачищення кутів виробів проводять вручну або на спеціальному верстаті. Після контролю якості зачищення, вироби встановлюються на спеціальні піраміди для проміжного зберігання.

Ущільнення в стулці конструкції виконується єдиним шматком ущільнювальної гуми. Ущільнювач ставиться без розривів, цілим шматком.

Тут же роблять свердлення отворів для вирівнювання тиску. Отвори свердлять по кондуктору у верхній горизонтальній частині рами в торці й бічній частині із внутрішньої сторони. В секторі установки й регулювання фурнітури виконують установку необхідної фурнітури.

Остаточне регулювання стулок виконується на спеціальному стенді скління та контролю, що дозволяє імітувати умови реальної установки вікна в проріз.

Важливе місце займають системи скління, яким необхідно приділити особливу увагу.

Скло є традиційним матеріалом, що використовується в якості заповнення світлового проїому. До недавнього часу для зменшення тепловтрат використовувались традиційні системи застосування двох і трьох скляних конструкцій з великими повітряними проміжками. В теперішній час невід’ємною складовою частиною вікон став склопакет.

Склопакети складаються з двох або декількох стекол, герметично з’єднаних по контуру і розділені між собою повітряними або заповненими інертними газами прошарками (рис. 2).

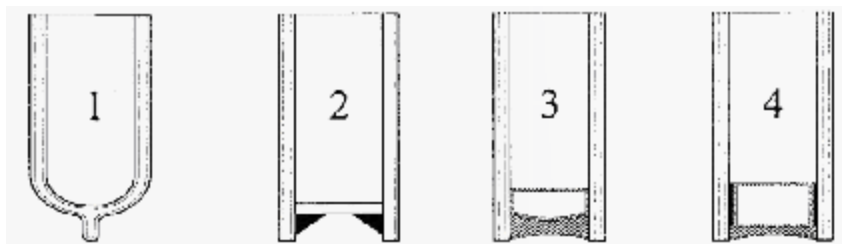


Рисунок 2 – Склопакети різної конструкції: 1 – заварений; 2 – паяний; 3 – клеєний з одинарною герметизацією; 4 – клеєний з подвійною герметизацією.

Склопакети можуть збиратися як із звичайного скла, так і спеціального, селективного, що зменшує тепловтрати. Використовуючи в склопакетах скло з різними покриттями, можна отримати заданий спектр проміння, що проникає в приміщення. Варіюючи різні види скла і плівок з різними покриттями, відстанями між склом і складом газозаповнення склопакетів можна отримати вікна з заданими характеристиками.

Переваги пластикових вікон:

- тривалий термін служби. Довговічність досягається завдяки використанню матеріалів, з яких виготовляється ця продукція. Якісно виготовлені і правильно встановлені вікна здатні прослужити мінімум 25-50 років;

- чудова герметичність. Ретельно підігнані гумові ущільнювачі сприяють герметичності, захищаючи приміщення від пилу, шуму і протягів;

- гарна теплоізоляція. Незважаючи на те, що на цей параметр впливає товщина віконного профілю, кількість камер у ньому, склопакети, тощо – пластикові вікна мають дуже низку теплопровідність;

- зручність в обслуговуванні. Відпадає потреба фарбування або лакування рам, прибирання здійснюється звичайними миючими засобами;

- високі естетичні якості й дизайн. При цьому можна не обмежуватися тільки білим кольором пластику, але й вибрати різнокольорову обробку профілю й фурнітури.

Таким чином, пластикові вікна набули великого попиту і розповсюдження в будівництві завдяки своїм якостям і перевагам в порівнянні з дерев’яними вікнами.

Впровадження в практику будівництва вікон з ПВХ спричинило ряд помилок при проектуванні зовнішніх стін будівель, а також при монтажі в них 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 і віконних укосів, як в одношарових, так і двошарових стінах виникають зони зі зниженими температурами, що призводять до випадання конденсату або у ряді випадків їх промерзання.

Крім визначення місця розташування вікон в отворі зовнішньої стіни при проектуванні і установці вікон слід враховувати тепловтрати через вузли їх примикання до стін. Заповнення зазорів між коробкою і стіною повинно виконувати одночасно три функції – захист від повітряпроникнення, утеплення коробки і запобігання вологонакопичення в місці примикання її до чверті.

Для вирішення поставлених задач потрібно дослідити яким чином розподілені теплові поля в товщі стіни, а точніше як розташовуються ізотерми в однорідних (одношарових стінах) і неоднорідних (трьохшарових стінах) для того щоб визначити місце розташування вікна по

товщині стіни. Також потрібно визначити конструкцію шва примикання для забезпечення теплоефективності вузлів примикання вікон до стіни.

Аналіз структури загальних тепловтрат в житлових і цивільних будівлях показує, що через віконні прорізи втрачається до 20%-30% тепла. При цьому значна його частина йде через місця примикання вікон до стін і через відкоси [10].

Враховуючи, що житловий фонд країни складає більше 1 млрд. м² загальної площі і на потреби житлово-комунального господарства витрачається майже 30% [11] від загального балансу енергоресурсів країни, з яких велика частина йде на опалення, питання скорочення тепловтрат через світлопрозорі конструкції і місця примикання їх до стін у будівлях, що будуються і експлуатуються, мають важливе значення.

Автором реалізується проект, спрямований на створення енергоефективних проектних і конструктивних рішень вузлів примикань світлопрозорих конструкцій в житлових і цивільних будівлях. Тому робота, присвячена розробленню методів вибору параметрів, дослідженню і конструюванню вузлів примикань світлопрозорих огорожувальних конструкцій, що дозволять підвищити енергоефективність житлових та громадських будівель – актуальна і відповідає сучасним вимогам будівельної галузі.

Список літератури

1. Гертис К. Здания XXI века – здания с нулевым потреблением энергии / К. Гертис // Энергосбережение. – 2007. – №3. – С. 34-36.
2. Правиленко, Н.М. Зниження тепловтрат будівель шляхом застосування енергоефективних проектних і технологічних рішень вузлів примикань сучасних світлопрозорих огорожувальних конструкцій / Н.М. Правиленко, С.О. Джирма // Збірник праць молодих науковців КНТУ. - Кіровоград: КНТУ, 2014. - Вип. III. - С. 800-801.
3. Кірюшин, В.М. Теплозбереження в п'ятиповерховому жилому фонді / В.М. Кірюшин // Будівництво України. – 2007. - №2. – С. 17-21.
4. Борискина, И.Г. Проектирование современных оконных систем гражданских зданий / И.Г. Борискина, А.А. Плотников, А.В. Захаров – К.: Изд. Домашевская О.А., 2005. – 320 с.
5. Оконная компания "Окна столичные". [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://oknarehau.kiev.ua/news/id/5/perevagi-plastikovih-v-kon/>.
6. Все про ремонт та будівництво [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://vseproremont.com/?p=16>.
7. Полівінілхлорид як матеріал для вікон [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://okna-info.com.ua/book/export/html/25>.
8. Металопластикові вікна [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://www.repairhouse.ru/06.04.2007/1/comments>.
9. Модифікований пластик ПВХ [Електронний ресурс]. Режим доступу: http://librar.org.ua/sections_load.php?s=building&id=505
10. 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.
11. Долголаптеп В.М. Проблемы теплозащиты зданий и задачи исследования энергоэффективных проектных решений жилых домов / В.М. Долголаптеп, И.Н. Симонова, Е.К. Николаева, С.И. Симонов // Коммунальное хозяйство городов. – 2008. – №84. – С. 159-162.

ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕПЛОВИХ ХАРАКТЕРИСТИК ВУЗЛІВ ПРИМИКАННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ З ПВХ В МОНОЛІТНИХ СТІНАХ

Р.А. Ружич, магістр гр. БІ 17МЗ

С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Сучасні технології монолітного будівництва дозволяють зводити будинки будь-якої складності і конфігурації, виконувати вільне внутрішнє планування, а економічне транспортування, висока екологічність виробництва, відсутність необхідності в заводах залізобетонних виробів – все це робить даний тип будівництва найбільш сучасним та перспективним [1, 2].

Монолітне будівництво житлових будинків і споруд багато років застосовується країнами Європи, в Канаді і США, а в останні роки ефективно застосовується в Україні, Росії і країнах СНД [3].

На сьогоднішній день енерго- і ресурсозбереження є головним напрямом сучасної технічної політики в області будівництва. В Україні за один опалювальний період на 1 млн. м² житлової площі витрачається 55 тисяч тон природного палива, що в два рази більше, ніж у Європі. Це пов’язано, в першу чергу, з тим, що втрати тепла в навколишнє середовище в різних будівлях, спричинені низькими теплозахисними властивостями огорожувальних конструкцій і складають 20-60% [4].

Від теплофізичних властивостей огорожувальних конструкцій залежить кількість теплоти, що витрачається будинком у холодну пору року. Найбільша площа припадає на зовнішні огорожувальні конструкції. Тому їх теплозахисні якості багато в чому визначають умови внутрішнього мікроклімату приміщення. Чим вище опір зовнішніх стін теплопередачі, тим менший потік тепла через неї проходить і тим менше тепловтрати.

Віконні прорізи в загальній площі зовнішніх огорожень становлять значно менший відсоток у порівнянні зі стінами. Однак вони мають гірший теплозахист. Опір теплопередачі віконного блоку з подвійним склінням в 2-3 рази менше, ніж у зовнішніх стін. Тому через вікна втрачається близько 20-30% від всіх тепловтрат будинку. При цьому значна його частина йде через місця примикання вікон до стін і через відкоси [5, 6]. Для підтримки в приміщенні сприятливого мікроклімату, зменшення витрати палива і зниження тепловтрат необхідно особливу увагу звернути на примикання вікна до стіни [7].

Керамзитобетон (один з найбільш поширених видів легкого бетону) в якості матеріалу зовнішніх стін житлових будинків застосовується ще з радянських часів. Із керамзитобетону виготовлялись стінові блоки і панелі більшості серійних будинків 1960-х-2000-х років [8].

За кордоном керамзитобетон і вироби з нього в каркасно-монолітному будівництві складає до 40% усього обсягу житлового будівництва [9].

Керамзитобетон в залежності від щільності відповідно [10] класифікується на:

- теплоізоляційний – щільність від 300 до 500 кг/м³, має малу вагу та міцність, високу теплоефективність, застосовується для утеплення будівель;
- конструкційно-теплоізоляційний – щільність від 600 до 1100 кг/м³, найбільш популярний матеріал для стінових панелей, стінових блоків, монолітних стін і перегородок;
- конструкційний – щільність від 1100 до 1800 кг/м³, має високі показники міцності і довговічності, застосовується для несучих конструкцій будівель.

Керамзитобетон щільністю 800 кг/м³, має міцність 5,0-7,5 МПа, коефіцієнт теплопровідності $\lambda_0 = 0,2-0,21$ Вт/(м·°С). Якщо порівнювати його з керамічною цеглою (щільність 1800 кг/м³, міцність 7,5-10 МПа, коефіцієнт теплопровідності $\lambda_0 = 0,56$ Вт/(м·°С)), найближчим родичем якої він є, то тепловий опір керамзитобетону в 1,5-2 рази вище ніж у цегли, міцність приблизно однакова, а вартість у 3-4 рази менша. Тому використання

конструкційно-теплоізоляційних керамзитобетонів в якості зовнішніх самонесучих стін каркасно-монолітних будівель більш доцільно.

Відповідно до [11] важливе значення на теплотехнічні показники вузлів примикання вікон має розташування вікна в товщі стіни.

Для оцінки теплового стану вузлів огорожувальних конструкцій найбільш показовою є ізотерма $+10^{\circ}\text{C}$. Відомо, що при температурі повітря в приміщенні $+20^{\circ}\text{C}$ і вологості 50% водяна пара конденсується при контакті з поверхнею, яка має температуру нижче $9,3^{\circ}\text{C}$. Оскільки температура і вологість повітря в приміщенні коливаються (температура – від 18 до 22°C , а вологість – від 40 до 60%), то в теплотехнічних розрахунках орієнтуються на температуру точки роси $+10^{\circ}\text{C}$. Щоб запобігти випаданню конденсату, ізотерма $+10^{\circ}\text{C}$ повинна проходити усередині конструкції. Для цього вікно в отворі потрібно зміщувати в бік приміщення, в зону позитивних температур [12].

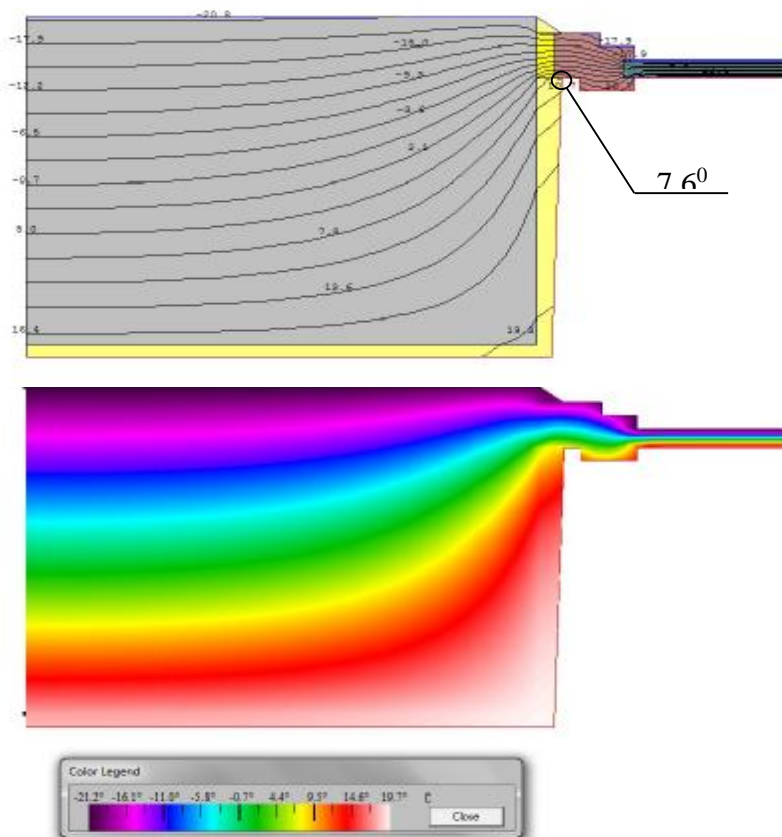
Дослідження теплотехнічних показників вузлів примикання виконуються за допомогою програмного комплексу THERM, яка є у вільному доступі на сайті Національної лабораторії Лоуренса Берклі (windows.lbl.gov) і дозволяє дослідити розподілення температур в товщі стіни і в вузлі примикання вікна до стіни.

Кліматичні умови прийняті для міста Кропивницький відповідно [13]: температура довкілля -22°C (розрахункова температура зовнішнього повітря); температура в приміщенні $+20^{\circ}\text{C}$ [14]; відносна вологість повітря 50%.

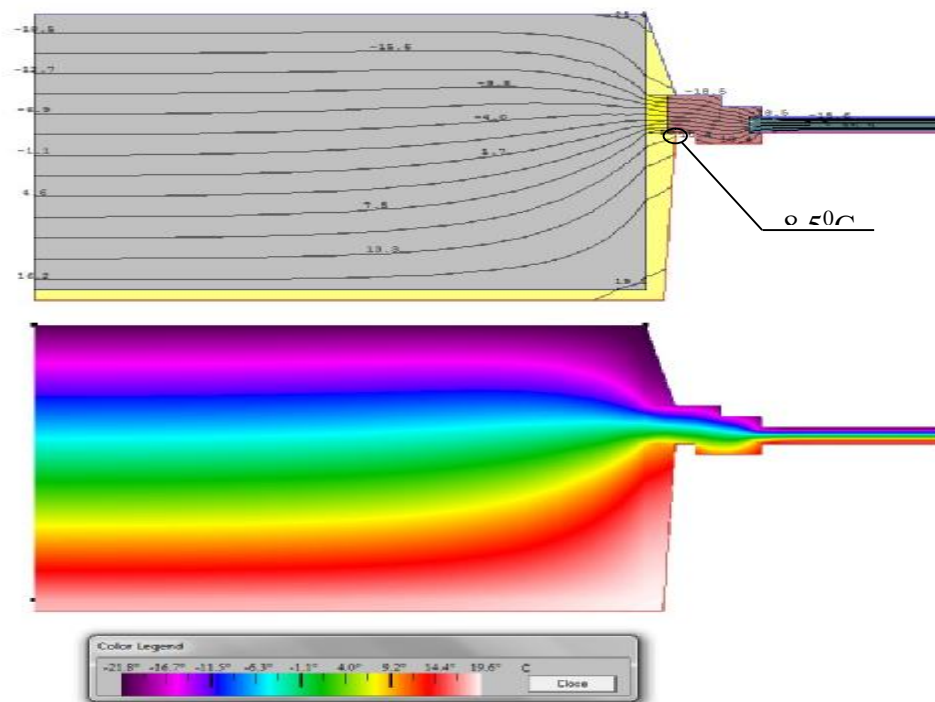
Для дослідження прийнято вузол примикання віконного блоку з ПВХ з товщиною коробки 70 мм, до зовнішньої монолітної стіни виконаної з керамзитобетону щільністю 800 кг/м^3 , товщиною 510 мм.

Вузол примикання віконного блоку до стіни виконується відповідно [15]. Зазор між віконною коробкою і стіною дорівнює 25 мм і заповнюється монтажною піною. Зовнішні і внутрішні відкоси виконуються з цементно-піщаної штукатурки.

Крок зміщення вікна відносно зовнішньої поверхні стіни складає 25 мм у бік приміщення.



а – розташування віконного блоку на відстані 50 мм від зовнішньої поверхні стіни;



б – розташування віконного блоку на відстані 150 мм від зовнішньої поверхні стіни;

Рисунок 1 – Розподілення температур (ізотерм) в зоні примикання віконного блоку з ПВХ до монолітної керамзитобетонної стіни щільністю 800 кг/м³.

Для побудови графіка залежності температури внутрішнього відкосу від положення вікна в товщі стіни виконано 11 розрахунків у програмі THERM при розміщенні віконного блоку на рівні зовнішньої поверхні стіни до 250 мм від зовнішньої поверхні стіни з кроком зміщення 25 мм. Характерні приклади результатів розрахунків наведені на рисунку 1.

Данні результатів проведених досліджень зведено і представлено в таблиці 1.

Графік залежності температури у внутрішньому куті примикання вікна ПВХ (поверхні відкосу) від глибини установки вікна в товщі монолітної стіни виконаної з керамзитобетону щільністю 800 кг/м³ зображено на рисунку 2.

Таблиця 1 – Результати досліджень впливу положення вікон з ПВХ в товщі монолітної керамзитобетонної стіни щільністю 800 кг/м³ на температуру у внутрішньому куті примикання вікна до стіни.

Вузол примикання вікна до стіни (горизонтальний розріз)	Відстань зміщення вікна по товщі стіни, <i>l</i> мм	Температура у внутрішньому куті примикання вікна до стіни <i>t</i> , °C
	00	7,0
	25	7,3
	50	7,6
	75	7,9
	100	8,1
	125	8,3
	150	8,5
	175	8,7
	200	8,8
	225	8,9
	250	9,1

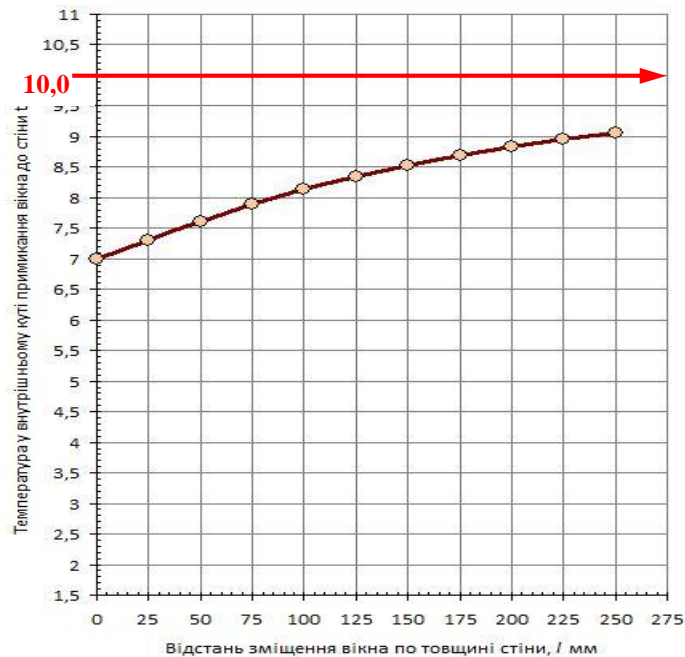


Рисунок 2 – Графік залежності температури у вузлі примикання вікна ПВХ до монолітної стіни виконаної з керамзитобетону щільністю 800 кг/м^3 та розташування вікна у товщі стіни.

Проведений аналіз даних (табл. 1) побудованої графічної залежності (рис. 2) показав, що зміщення вікна в товщу стіни призводить до підвищення температури на поверхні внутрішнього відкосу. Однак, це не дає бажаного результату, так як коробка вікна знаходиться в діапазоні температур нижче "точки роси" 10°C тому є ймовірність випадання конденсату по периметру вікна і при зниженні температури зовнішнього повітря відбудеться промерзання відкосу.

Приведена температура внутрішнього відкосу в місці примикання віконного блоку (табл. 1) складає $7,0\text{-}9,1^{\circ}\text{C}$ і не відповідає нормативним критеріям та вимогам до теплової надійності вузлів стін житлових і громадських будівель [14].

Оскільки температура, в точці примикання віконного блоку до монолітної стіни не задовольняє санітарно-гігієнічним вимогам експлуатації будівель [14], викликає утворення конденсату на поверхні відкосу та вікна, потрібно запропонувати інше конструктивне рішення, на додаток зміщення вікна в зону додатних температур.

Одним з конструктивних рішень може бути додаткове утеплення стіни і зміщення віконного блоку в товщі стіни в зону позитивних температур.

Список літератури

1. Квятковская, Д.М. Монолитное строительство – одна из наиболее перспективных технологий возведения зданий и сооружений / Д.М. Квятковская, С.А. Джирма // Наука - виробництво, 2013: XLVII Наук. конф. студ. і магістр.: зб. тез доп. - Кіровоград: КНТУ, 2013. - С. 51-52.
2. Джирма, С.А. Технология строительства монолитных домов с использованием несъемной опалубки системы "ТСТ-Дом" / С.А. Джирма, О.А. Плотников // Наукові записки: зб. наук. пр. - Кіровоград: КНТУ, 2014. - Вип. 15. - С. 116-123.
3. Плотников, О. А. Каркасні технології зведення малоповерхових будинків / О. А. Плотников, С. О. Джирма // Наука – виробництво 2015 : зб. тез доп. виклад., аспірантських наук. дослід. за підсумками проведення "Дня науки – 2015". - Кіровоград : КНТУ, 2015. - С. 87-89.
4. Керш, В.Я. Энергоэффективные материалы для огорождающих конструкций зданий та споруд / В. Я. Керш // Навч. пос. – Одеса: Астропринт, 2007. – 31 с.
5. 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. - Кіровоград: КНТУ, 2016. – С. 59-66.
6. Беляев, В.С. Пути повышения энергоэффективности окон и улучшения воздушного режима помещений / В.С. Беляев // Стройресурс. – №5. – 2003.
7. Тепловтрати через різні види зовнішніх огорожень [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://bibliograph.com.ua/spravochnik-113-uteplenie/3.htm>.

8. Серии домов Украины [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://tipdoma.com/serii-domov-ukraina>.
9. Керамзитобетон – один з наповнювач при виробництві [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://ukrarticles.pp.ua/stroitelstvo/3619-keramzitobeton-odin-iz-napolnitelej-pri-proizvodstve-blokov.html>
10. Будівельні матеріали. Бетони легкі. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-18-95. – К.: Державний Комітет містобудування України, 1995. – 21 с. – (Національний стандарт України).
11. 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.
12. Правиленко, Н.М. Зниження тепловтрат будівель шляхом застосування енергоефективних проектних і технологічних рішень вузлів примикань сучасних світлопрозорих огорожуючих конструкцій / Н.М. Правиленко, С.О. Джирма // Збірник праць молодих науковців КНТУ. - Кіровоград : КНТУ, 2014. - Вип. III. - С. 800-801.
13. 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).
14. 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).
15. Борискина, И.В. Современные светопрозрачные конструкции гражданских зданий. Справочник проектировщика. Том II Оконные конструкции из ПВХ / Шведов Н.В., Плотников А.А. // Санкт-Петербург: НИУПЦ «Межрегиональный институт окна», 2005. – 320 с.

ОСНОВНІ ПОШКОДЖЕННЯ І ЇХ ВПЛИВ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

С.М. Назаренко, ст. гр. Бі 17мз,

С.В. Чубінов, ст. гр. Бі 17мз,

В.В. Дарієнко, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Основним способом вивчення пошкоджень і причин їх появи є обстеження експлуатованих конструкцій, що дозволяє найбільш достовірно показати вид дефектного стану і основних причин його виникнення. Вивченню виникаючого в процесі експлуатації дефектного стану присвячено багато робіт [1, 2].

Авторами наводяться різноманітні види дефектного стану: перевищення в дерев'яних конструкціях і елементах встановлених в будівельних нормах величин напруг і деформацій, механічні пошкодження дерев'яних конструкцій і елементів, пошкодження дерев'яних конструкцій дереворуйнівними грибами, пошкодження впливом вогню і підвищеною температурою і т. д.

У період відновлення будівель і споруд у 1940-53 роках проводилися найбільш детальні дослідження дефектних станів, що виникають в конструкціях з цільної деревини. Р.А. Цвінгманом, який очолював лабораторію дерев'яних конструкцій НИТО, був проведений аналіз виникаючих пошкоджень в залежності від типу конструкції і проведена класифікація причин. Особливу увагу було приділено просторовим і гратчастим конструкціям, що найбільш широко застосовувалися в той час. Н.А. Мітюшин виконав аналіз дефектів, причин і характеру виникнення причин, на основі обстежень, проведених у 1931-1946 р., ферм і арок 85 об'єктів промислових і громадських будівель, побудованих у 1785-1944 р.р. і які експлуатувалися в основному від 2 до 17 років. Ці дослідження показали, що найбільш часто пошкодження виникали в конструкціях виробничих будівель. Основні причини дефектного стану, що з'являються на початковій стадії експлуатації, мали виробничий і проектний характер. Відзначається, що поява пошкодження може бути викликана комплексом причин, що проявили себе з часом. Пояснити такий висновок можна характерними для того часу помилками: застосуванням мало випробуваних конструктивних рішень, відсутністю нормативних вимог для їх розрахунку і конструювання, застосуванням неякісних матеріалів, відсутністю належного будівельного нагляду тощо.

Узагальнення результатів проведених обстежень та їх аналізу виконав І.М. Гуськов [3]. В його роботах особлива увага приділяється причинам виникнення дефектного стану, а також діагностуванню пошкоджень дерев'яних конструкцій. Однак недостатньо обґрунтована специфіка розташування пошкоджень на експлуатованих конструкціях.

В роботах [4,5] на підставі результатів обстежень досліджувалась довговічність конструкцій в реальних умовах експлуатації в залежності від типу конструкції і будівлі. Отримано залежності фізичного зносу від часу експлуатації. Не дивлячись на те, що вказується основна причина швидкого фізичного зносу конструкцій - біопшкодження, в роботах недостатньо розглянуті місця і специфіка появи основних пошкоджень, що викликають фізичний знос.

У більшості робіт наголошується, що основною відмінністю дерев'яних конструкцій є недостатня увага в нормативній та рекомендаційній літературі до їх особливостей, специфіки появи і розвитку пошкоджень, а також причин їх виникнення. Біологічні та механічні пошкодження найбільш поширені в дерев'яних конструкціях.

Біопшкодження дерев'яних конструкцій.

Деревина є природним продуктом природного походження і при певних значеннях температури і вологості піддається біологічному ураженню *грибами*. Розрізняють

деревофарбуючі, цвілеві і дереворуйнівні гриби. Багатьма дослідниками [6,] вивчено будову, умови існування та розвитку грибів, біологічний процес руйнування деревини і багато іншого. Найбільш небезпечними для дерев'яних конструкцій є будинкові гриби - сапрофіти: справжній будинковий гриб *Serpula lacrymans*, білий будинковий гриб *Coriolos vaporarius*, пливчастий будинковий гриб *Coniophora puteana*, шахтний або пластинчастий будинковий гриб *rahuoides*.

Поява біопшкодження при експлуатації можна пояснити властивостями і характеристиками розвитку грибів. В експлуатованих дерев'яних конструкціях біопшкодження може з'явитися в різний термін експлуатації, в залежно від причин його появи і умов експлуатації. Більшість авторів до основних причин, що викликають біопшкодження, відносять недотримання температурно-вологісного режиму, зволоження і недостатню вентиляцію.

У чинній нормативній та рекомендаційній літературі відсутній комплексний підхід до оцінки залишкової несучої здатності біопшкоджених конструкцій. Не встановлено ступінь впливу розташування і геометричних параметрів біопшкоджень на несучу здатність конструкції.

Механічні пошкодження деревини.

Відомо [7], що основними вадами деревини є *сучки*. Їх питома вага серед основних вад становить від 69 до 98 %. Численними дослідженнями встановлена пряма залежність ослаблення міцності елементів від відносних розмірів сучків. Найбільш значно знижують міцність сучки, що виходять на ребро, внаслідок несиметричного до осі матеріалу розташування, перерізання волокон і попадання при роботі в розтягнуту зону. У роботі [8] пропонується не враховувати різновиди сучків і ступінь їх зрощення з навколишньою деревиною, оскільки зниження міцності відбувається в основному від викривлення волокон навколо нього. Однак, очевидно, слід враховувати не тільки загальний розмір, але і його розташування в перерізі елемента. Цим можна пояснити невідповідність нормованих параметрів вад показниками міцності і рекомендації більш детального обліку розташування вад, що дозволить скоротити їх номенклатуру і знизити нормативи, не зменшуючи несучої здатності елементів конструкцій.

Нахил волокон [9] знижує як міцність, так і жорсткість елементів, причому зниження ці ідентичні. Нахил волокон починає надавати найбільший вплив на міцність при вигині при куті $j=15\%$ отже, прийняті в чинних нормативних документах обмеження нахилу волокон, рівні 15%, можна вважати цілком прийнятними.

Показником цілісності матеріалів є відсутність *тріщин, кишеньок, проростей*. У рекомендованому правилі сортування хвойних матеріалів [10] для цих вад однаково нормується глибина, довжина і положення щодо торця. Відзначається, що чисельні характеристики вад повинні бути обрані з урахуванням розподілу напруг і кріплень будівельних конструкцій. Якісними характеристиками тріщин прийнято не їх тип (метикові, морозні, відлуплені і т.д. за ГОСТ 2140-87), не ширина (зімкнуті і розімкнуті), а положення в елементі з урахуванням зазначених факторів (торцеві і неторцеві) і їх глибина (наскрізні і ненаскрізні). За глибину цих вад прийнятий розмір їх проекції на кромку в частках від товщини.

Тріщини, на відміну зазначених вище вад деревини, можуть з'являтися в процесі експлуатації і обумовлені постійною зміною вологості деревини конструкцій. Р.Б. Орлович стверджує, що в практиці експлуатації дерев'яних конструкцій відбувається утворення внутрішніх або поверхневих, паралельних волокнам тріщин, що знижує в ряді випадків несучу здатність будівельних конструкцій. Це, згідно кінетичної теорії міцності, є результатом накопичення пошкоджень від дії змінних в часі дотичних напруг, викликаних навантаженням і температурно-вологісними градієнтами по перетинах елементів.

Вивчення впливу експлуатаційних впливів на дерев'яні конструкції С. Л. Ковальчуком і О. В. Гуріним показують, що накопичення пошкоджень при циклічних, силових і статичних навантаженнях значною мірою залежить від наявних дефектів і пошкоджень, в яких в першу чергу утворюються концентрації напруг і відбувається інтенсивне утворення і розвиток мікропошкоджень, що в кінцевому підсумку і визначає фактичну міцність і надійність матеріалів. Процес накопичення пошкоджень в деревині з дефектами (сучки, тріщини) відбувається більш активно, в порівнянні з чистою деревиною, і зосереджуються переважно в дефектах.

На підставі аналізу раніше проведених досліджень довговічності дерев'яних конструкцій встановлена необхідність визначення взаємозв'язку між виниклими в процесі тривалої експлуатації пошкодженнями і несучою здатністю конструкцій.

Список літератури

1. Бойко М.Д. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений.-Л.: Стройиздат, 1986.- 256с.
2. Варфоломеев Ю.А. Обеспечение долговечности изделий из древесины.- М: ИЧП фирма «Ассоль». 1992-288с
3. Гуськов И.М. Эксплуатация деревянных конструкций и методы устранения их дефектов.- М.:МИСИ, 1982.- 106с.
4. Кескюола Т.Э. Долговечность деревянных конструкций сельскохозяйственных производственных зданий.- М: Стройиздат, 1984г.
5. Ковальчук Л.М., Турковский С.Б., Пискунов Ю.В. и др. Деревянные конструкции в строительстве.- М.: Стройиздат. 1995.- 248с.
6. Миллер В.В. Вопросы биологии и диагностики домовых грибов- М.: Гослестехиздат.- 1932г., 40с.
7. Успенская Г.Б. Оценка качества цельной и клееной древесины. / Новые исследования в области технологии изготовления деревянных конструкций.-М. 1988г.-стр.19-28.
8. Губенко Л.А. Оценка влияния некоторых пороков на несущую способность дощатых элементов строительных конструкций при растяжении.: Автореф. дисс. ...канд.техн.наук.-Ленинград, 1980.- 20с.
9. Параджанашвили А.А. Исследование влияние размера трещины и косослоя на предел прочности и модуль упругости. / Контроль и управление . качеством продукции.- Архангельск, ЦНИИМОД, 1978, с 63-67.
10. Рекомендованный ЕЭК стандарт для сортировки пиломатериалов хвойных пород по напряжению. - Европейский бюллетень по лесоматериалам. Т.ХХХ, Дополнение 2,- Женева; ЕЭК/ФАО ООН,1977.- 15с.

УДК: 691.165

ОГЛЯД ДЕФЕКТІВ РУЛОННИХ ПОКРІВЕЛЬ ТА МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ЇХ РЕМОНТА

**О.О. Дарієнко, ст. гр. БІ-17МЗ,
І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук**
Центральноукраїнський національний технічний університет

Як захисна конструкція, покриття будівлі піддається впливу цілого ряду факторів, тісно пов'язаних з процесами, що відбуваються як поза будівлею, так і всередині неї. До числа цих факторів, зокрема, належать: атмосферні опади, вітер, сонячна радіація, температурні коливання, водяна пара, що міститься у внутрішньому повітрі будівлі, хімічно агресивні речовини, присутні в повітрі, життєдіяльність птахів, комах і мікроорганізмів, механічні навантаження [1, 2].

Покриття будівель з рулонними бітумними матеріалами вперше стали застосовувати за кордоном - на початку ХХ століття [3]. У нашій країні такі покриття знайшли широке застосування дещо пізніше - з середини 30х років [4].

Багаторічний досвід їх експлуатації показав недостатню надійність і довговічність. Вагомий внесок у дослідження довговічності таких покриттів і, в особливості, рулонних покрівель внесли: А.С. Владичин, А.М. Воронін, А.М. Кісіна, Е.І. Кричевська, М.І. Поваляєв, В.А. Риб'єв, З.Д. Сокова, Е.А. Трефф, А.В. Фоломін, С.Л. Чаплицька, Г.В. Штейнхфель та інші науковці і фахівці.

Зазвичай матеріали, що застосовуються при влаштуванні та ремонту рулонних покрівель розрізняють:

за способом укладання [5]:

приклеювані:

- на гарячих бітумних мастиках (рубейди, гідроізол, ізол);
- на гарячих дьогтьових і гудрокамових мастиках (рулонний гудрокам, толь);
- на холодних резинобітумних, бітумно-полімерних і полімерних мастиках і клеях (кармізол, квітал, бутилом, бутерол, елон, армогідробутіл, кровтеп та ін);

наплавляємі:

- на покрівельних бітумах (гідросклоізол, скломаст, рубеластобіт, екарбіт, самонаплавляємий склорубейд, бітагіт, віапол, вінілоід)
- на модифікованих бітумах (бітулін, резидек, сопрален, бікроеласт, дніпрофлекс, ізоеласт та ін);

за видом основи матеріалу:

- на картонній основі;
- на основі з склополотна, склосітки або склотканини;
- на основі з поліестера;
- безосновні.

Разом з тим, слід зазначити, що покриття будівель з рулонними покрівлями далеко не бездоганні.

Найпоширенішими ушкодженнями, виявленими при натурних обстеженнях виявилися:

- розшарування і здуття рулонної покрівлі;
- осідання ділянок водоізоляційного килима і порушення вільного водовідведення;
- суцільне розтріскування покривного шару бітуму на ділянках без захисного посипання;
- повне або часткове руйнування місць примикання водоізоляційного килима до вертикальних конструктивних елементів будівлі;
- відрив шарів водоізоляційного килима внаслідок усадки рулонних покрівельних матеріалів на ділянках покрівлі з увігнутою поверхнею;
- відшарування покривного шару рулонного покрівельного матеріалу внаслідок недостатньої просочення основи бітумом;
- підвищена вологість матеріалу теплоізоляції.

В процесі експлуатації утеплених покриттів руйнуванню піддається не тільки верхній шар водоізоляційного килима (видимі руйнування), але і всі нижні шари утепленого покриття (старіння рулонних покрівельних матеріалів з частковою і повною втратою гнучкості і зниженням гідрофобних властивостей), а також вирівнююча стяжка (руйнування при багаторазовому заморожуванні - відтаванні, розтріскування, нерівномірне осідання), теплоізоляції (перезволоження, змінання, підвищення теплопровідності), несучого настилу (в залізобетонних конструкціях - корозія арматури і закладних деталей, відшарування захисного шару бетону, в конструкціях з профнастилу - неприпустимі прогини і корозія).

Останнім часом на Україні і за кордоном, крім традиційного рубейду, розпочато випуск сучасних бітумних і бітумно-полімерних рулонних матеріалів на негниючих основах. Розрахунковий термін експлуатації нових бітумних і бітумно-полімерних матеріалів на негниючих основах перевищує аналогічний показник для рубейду в 2...2,5 рази і становить 15...25 років [6,7].

Проте за даними, отриманими при проведенні натурних обстежень відремонтованих покрівель, при використанні сучасних рулонних покрівельних матеріалів, незалежно від їх розрахункового терміну експлуатації, перші пошкодження можуть з'явитися вже через 1...2 роки після ремонту покрівлі. При цьому найбільш частою проблемою є тріщини, відшарування, поздовжні складки (хвилі), сповзання полотнищ, що свідчить про нерівномірні деформації матеріалів в шарах при експлуатації.

Виходячи з вищенаведеного можна зробити висновок, що правильний вибір рулонних матеріалів при ремонті або реконструкції багатшарового водоізоляційного килима може мати значний вплив на забезпечення його монолітності і на підвищення довговічності всіх шарів утепленого покриття. Підтримка рулонної покрівлі в робочому стані є важливою інженерно-технічною задачею.

Список літератури

1. Временные указания по технической эксплуатации крыш жилых зданий с рулонными, мастичными и стальными кровлями / АКХ им. К.Д. Памфилова. М.: Стройиздат, 1971.- 112 с.
2. Несущие и ограждающие конструкции: СНиП 3.03.01-87
3. Конструкции крыш с рулонными и мастичными кровлями. Пер. с чешского под ред. Мазалова А.Н. М.: Стройиздат, 1984.- 248 с.
4. Кричевская Е.И. Кровли из рулонных материалов жилых и общественных зданий: Обзор. М.: ВНИИС, 1980.- 30 с
5. Сокова С. П. Потенциальные возможности устройства и ремонта кровель и технологические решения по выбору кровельных материалов //Строительные материалы, 11/1996. 2-4.
6. Строкинов В.Н., Ковалев С.С. Рулонные материалы для плоских кровель: дороже, дешевле или долговечнее//Строительные материалы №9/2001, с.13.
7. Драч Д.О., Скринник І.О. Дослідження видів і причин пошкоджень ізоляційних вирівнюючих шарів утеплених покриттів з рулонними покрівлями // Збірник матеріалів в всеукраїнського студентського науково-практичного семінару “досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій” / ЦНТУ, Кропивницький, 2018. - 676с.

УДК: 69.032.4

АНАЛІЗ ПЛАНУВАЛЬНИХ ВИРІШЕНЬ МАЛООБ’ЄМНИХ ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ КООПЕРОВАНИХ З ЖИТЛОМ

О.В. Сесмій, *ст. гр. Бі 17мз,*

О.А. Плотніков, *асистент,*

В.В. Дарієнко, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Залежно від чисельності населеного пункту і місця його розміщення в системі розселення можна виділити такі раціональні прийоми організації громадського обслуговування малих населених пунктів:

- пересувне (автофургонне) та мобільне (кіоски, намети);
- на основі реконструкції існуючого житлового і громадського фонду;
- на основі використання житлових будинків і розміщення в їх складі окремих елементів або цілих закладів громадського обслуговування;
- блокування закладів обслуговування і житлового будинку на основі застосування конструкцій житлового будинку зі зміною планування і розміщення в ньому закладу громадського обслуговування малої місткості;
- на основі кооперування різних закладів громадського обслуговування в одну багатофункціональну будівлю.

Одним із головних нових принципів організації громадського обслуговування малих сіл є суміщення функцій підприємств і закладів, а в окремих випадках і житла для обслуговуючого персоналу, яке дозволяє формувати обслуговування в рамках одного багатофункціонального закладу. Це дає змогу підвищити його рентабельність і забезпечити комплексність надання послуг за місцем проживання.

Кооперування закладів і підприємств — це функціональна взаємодія їх на основі сумісного використання приміщень, обладнання, персоналу, території, матеріалів тощо. Ступінь об’єднання закладів та підприємств може бути різним і залежить від багатьох факторів: типу закладів, їх відомчої підпорядкованості, місткості або потужності, площі та конфігурації ділянки забудови.

Аналіз типових та експериментальних проектів і натурні обстеження, а також наукові гіпотези дозволили виявити і класифікувати такі ступені кооперування малооб’ємних сільських будівель (Рис. 1).

Кооперування і блокування повинні здійснюватися за наступними принципами:

- функціональності, за якими кооперуються або блокуються будівлі одного функціонального призначення, а також функціонально пов’язані або між собою, або з основними виробничими спорудами;
- знаходження оптимальної місткості закладів і підприємств;
- технологічна єдність закладів і підприємств;
- компактності, коли блокують територіально близько розміщення будівель з подібним чи однаковим об’ємно-планувальним рішенням;
- єдність об’ємно-планувальних і конструктивних параметрів елементів кооперованої будівлі;
- зонування, коли блокують будівлі одного призначення, які можливо виділити в окремі підзони.

Застосування принципів кооперування та блокування будівель та споруд приводить до підвищення компактності забудови, тобто економії земель, покращення архітектурного зразка будівлі. Капітальні вкладення при кооперуванні та блокуванні знижується за рахунок скорочення затрат на благоустрій, інженерні комунікації та т.п.

Знаходження оптимальної місткості (потужності) закладів і підприємств повинно ґрунтуватися на основі врахування чисельності населення, що обслуговується і місця

розташування населеного пункту в системі розселення. Це дозволяє підвищити комфорт, поліпшити технічну оснащеність кооперованої будівлі.

Но-мер п/п	Назва	Схема		
I	Розміщення різних закладів на одній ділянці в окремих будівлях		1- клуб 2- школа 3- дитячий садок 4- територія, що використовується сумісно (зони: спортивна; відпочинку; озеленення; господарська) 5- квартира	
II	Розміщення різних закладів в одній будівлі без злиття функцій (блокування)			
III	розміщення різних закладів в одній будівлі зі злиттям споріднених функцій	а- кооперуються тільки технічні (допоміжні) приміщення, основні- блокуються		1- клуб 2- школа 3- дитячий садок 4- ФАП 5- технічні (допоміжні) приміщення 6- вестибюль, фойє, хол 7- зал універсального призначення (глядацький, спортивний, обрядовий тощо) 8- приміщення, що використовуються сумісно (обслуговуючі, адміністративні, кухня тощо) 9- контора
		б- сумісно використовуються допоміжні і комунікаційні приміщення, основні - групуються навколо вестибюлів-фойє, холів і мають в них виходи		
		в- основне приміщення трансформується за допомогою меблів і обладнання і має багатофункціональне призначення		
		г- сумісно використовуються і мають багатофункціональне призначення різні універсальні приміщення		

Рисунок 1 – Ступені кооперування сільських малооб'ємних будівель

Об'єднання закладів і підприємств за ознакою функціональної єдності дозволяє використовувати сумісно декількома закладами деякі основні (зали різного призначення) і допоміжні приміщення (адміністративні, побутові, господарські, технічні тощо).

Наявність груп приміщень однакового або близького призначення в закладах і підприємствах різних видів обслуговування може стати самостійним фактором, що визначає доцільність їх кооперування. Об'єднання закладів і підприємств на основі цієї ознаки приводить до створення нових типів будівель. Найбільша перевага кооперованих будівель виявляється в таких випадках, коли їх об'ємно-планувальне вирішення враховує технологічну й організаційну єдність закладів, що кооперуються, дозволяє поєднувати або одночасно експлуатувати ряд приміщень ефективно використовувати ділянку забудови, суміщаючи однакові функціональні зони. Але при наявності санітарно-гігієнічних і функціональних обмежень деяких закладів ступінь кооперування повинен бути таким, щоб забезпечити можливість незалежної роботи

кожного закладу або підприємства, яке розміщене в кооперованій будівлі. Рекомендовані ступені кооперування сільських громадських малооб’ємних будівель наведені на (Рис.2).

1	Житло	
2	Дошкільні заклади	3
3	Початкова школа	3 3
4	Неповна середня школа	3 2 3 3
5	Середня школа	3 2 2 3 3
6	Магазин продтоварів	2 2 2 2 1 3 3
7	Магазин промтоварів	3 2 2 3 2 3 3
8	Магазин тов. повсякден. попиту	3 3 3 3 3 2 3 3
9	Кафе-їдальня	3 3 3 2 2 2 2 3 2 3
10	Готель	3 3 2 2 3 2 2 2 2 3 3
11	Медпункт	3 3 2 2 3 2 2 1 2 3 3
12	Фельшерсько-акушер. пункт	3 3 3 2 2 1 1 1 3 3 3
13	Кабінет зубного лікаря	3 3 2 2 2 1 1 2 3 3
14	Аптека	3 2 2 2 3 1 1 3 3
15	Майстерня	2 2 2 3 2 3 3
16	Пекарня	2 1 2 3 3
17	Будинок для пристарілих	2 1 1 3 3
18	Будинок дільничого	1 2 1 3 3
19	Буд.відпочинку "Зел.туризму"	1

Рисунок 2 – Рекомендовані ступені кооперування сільських громадських малооб’ємних будівель

Основними висновками даної роботи є:

З’ясовано, що вибір конструктивних параметрів малооб’ємних будівель тісно пов’язаний з типами закладів, що входять в кооперовану будівлю, та з їх архітектурно-просторовою структурою.

Список літератури

1. Шумейко О.Ю. До питань проектування малооб’ємних виробничих будівель для сільських підприємств // Матеріали Міжнародної наукової конференції. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – 110с.
2. Моисеенко З.В. и др. Малые села Украины. Строительство объектов социально-культурного назначения / З.В. Моисеенко, Г.И. Болотов, В.Н. Косенко. – К.: Урожай, 1988. – 144с.
3. ДБН 360-92* Містобудування. Планування та забудова міських та сільських поселень. – К., 1992. – 60с.

ОБґРУНТУВАННЯ ВИНИКНЕННЯ ПОТРЕБИ У КООПЕРУВАННІ ЗАКЛАДІВ ГРОМАДСЬКОГО ОБСЛУГОВУВАННЯ З ЖИТЛОМ

О.М. Москаленко, ст. гр. Бі 17м,

О.А. Плотніков, асистент

В.В. Дарієнко, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Згідно з законами України „Про розвиток села та агропромислового комплексу в народному господарстві України” існує право вільного вибору різних форм власності (кооперованій, державній, сімейній та орендній підрядів), що свідчить про актуальність розробки нових типів малооб’ємних будівель соціально-культурного та виробничого призначення.

Форма власності все більше впливає на типологію і об’єм будівлі. Крупні підприємства, будівлі та споруди будуть характерними для агропромислових об’єднань, агрофірм[1]. Малооб’ємні будівлі — для кооперованого, сімейного, фермерського і індивідуального ведення господарства, а також для будівель обслуговуючого призначення в малих селах.

Планувальна структура малооб’ємних будівель формується на основі принципів кооперування, блокування будівель та окремих приміщень.

Одним із ефективних шляхів скорочення затрат, а також підвищення якості обслуговування сільського населення є блокування та кооперування окремих будівель культурно-побутового призначення для громадських центрів сіл та поселень. Кооперування та блокування приводить до формування розосереджених малих будівель та окремих приміщень обслуговуючого призначення в більш крупні об’єми будівель.

Основною метою блокування та кооперування є об’єднання будівель різного функціонального призначення між собою, що не впливає на умови технологічного процесу та відповідає техніці безпеки, санітарним та протипожежним вимогам.

Кооперування будівель забезпечує економію капітальних вкладень при будівництві порівняно з окремо стоячими об’єктами в межах 4-6%, експлуатаційні витрати 8-10%. Кооперування будівель слід зводити при новому одночасному будівництві.

Будівлі блокованого типу наділені гнучкістю — при будівництві їх можна будувати почергово. Крім того, їх застосування найбільш виправдане при реконструкції сільських населених пунктів (що на сьогоднішній день актуально), коли необхідно вести вибіркоче будівництво, добудовуючи потрібні об’єкти.

Зарубіжний досвід застосування кооперованих будівель доводить, що вони дуже ефективні в невеликих (а в деяких випадках і крупних) населених пунктах. Їх застосування і розвиток налічує кілька століть. Особливо ефективні такі типи будівель для розвитку і рентабельного функціонування малого приватного підприємництва. Давно відомі своєю ефективністю готелі (пансіони), кафе (корчми), будинки лікарів, вчителів тощо.

Також цікавий історичний розвиток сільських будівель громадського обслуговування, кооперованих з житлом в Україні. Ще в XIII-XIXст. цей тип будівель широко застосовувався на селі [2]. Проекти сільського будівництва за 1926р. відображають картину кооперування будівель громадського обслуговування:

1. Проект с.-г. артілі на 4 родини (арх. Козлов П.) на 6 аркушах. Садиба має 1 дес. землі. Хата розміром 10.6×4.2 сж. розроблена для 4-х родин. Дві родини мають по дві кімнати (3.87 кв. сж.), дві — по одній кімнаті (3.87 кв. сж.). У кожному помешканні є груба та палга, а у спільній великій хаті (кухні) є піч.

2. Проект колективу на 6 родин (арх. Дяченко Дм.) на 6 аркушах. Хата розміром 13.5×5.9 сж.. В неї 6 окремих ізольованих помешкань для родин на три душі, 4 й 5; окрім цього є спільна їдальня на весь колектив та кімната для молоді.

3. Проект с/госп. колективу на 20 родин (арх. Дамиловський М.) на 8 аркушах. Плани хат однакові: на першому поверсі 4 помешкання (два — для родини в чотири душі, два — для родини на 6 душ). Кожне помешкання з 2-ох кімнат, а на горі є ще чотири кімнати (1.85×2.3 сж.) для молоді на 12 ч., по дві кімнати на одні сходи. В центрі будинку розміщена їдальня, що розрахована на 40 душ, а збоку пекарня та комора для продуктів. На іншого боку від їдальні розміщена бібліотека, тут-же приміщення завідуючих їдальнею та бібліотекою. Горище

використане під дві житлові кімнати. Включена також лазня-пральня, яка конче необхідна для колективу. Ліворуч від входу розміщена пральня з двома казанами для води, праворуч — лазня з двох кімнат: роздягальні та мильні з парнею і каменкою в дальньому кутку.

4. Проект с.-г. комуни на 10 родин (арх. Вербицький Олександр) на 3 аркушах. Будинок досить великий, на два поверхи. В складі першого поверху: клас, кімната для дітей, спальня, кімната для обслуговуючого персоналу, умивальні та вихідки; по другий бік будинку — 7 житлових кімнат для членів комуни, кімната парубкам (на 6 душ), веранда, вихідки чоловікам та жінкам. На другому поверсі розміщені: читальня з кімнатою гуртку, їдальня зі сценою для вистав, далі — кухня з коморою, а по другий бік — 3 житлові кімнати та кімната дівчатам (на 4 душі).

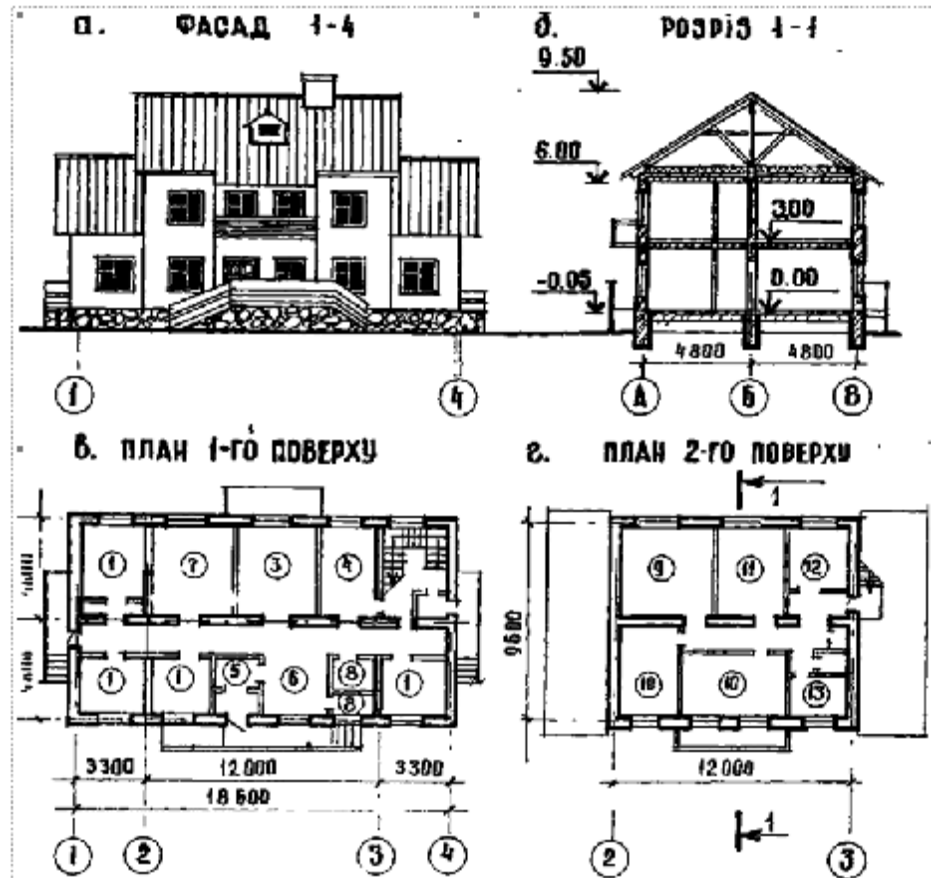


Рисунок 1 – Кооперована будівля будинку ветеранів на 5 місць та 3-х кімнатної квартири: а – фасад 1-4; б – розріз 1-1; в – план 1-го поверху; г – план 2-го поверху.

б

У Великобританії це питання вирішують так: безпорадних старих людей розміщують в спеціальних лікарнях чи обслуговують вдома певним чином.

В Японії практикують суміщення домів-інтернатів для дітей та пристарілих, в яких діти допомагають обслуговувати пристарілих, а вони в свою чергу, навчають дітей.

Основними висновками даної роботи є:

Упровадження малооб’ємних кооперованих будівель та дослідження та впровадження нових типів таких споруд дасть змогу покращити якість відпочинку, підвищити рівень зайнятості жителів невеликих міст і сіл, та рівень рентабельності присадибного господарства, поліпшити експлуатаційні якості будівель, зекономити будівельні матеріали, територію і трудові затрати та забезпечить зменшення витрат паливно-енергетичних ресурсів.

Список літератури

1. Совершенствование типов сельских зданий и сооружений на основе их кооперирования и блокировки с максимальным использованием местных строительных материалов для реконструкции, расширения и строительства в хозяйствах области: Отчет о НИР (заключительный) / Полтавский ИСИ. - № ГР 01860122350; Инв.№ 038800173503. – Полтава, 1991. – 162с.
2. Дяченко Д. Альбом. Проекти з сільського будівництва. – К.: Наркомзем У.С.Р.Р.. 1926.
3. Архитектурно-конструктивное проектирование гражданских зданий: Учеб. пособие / В.В. Мелюшев, М.Г. Иванов, С.Г. Шабиев и др.. – Челябинск: Изд-во Челяб. гос. техн. ун-та, 1996. – 53с.

ОЦІНЮВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ЙМОВІРНІСНИХ РОЗПОДІЛІВМ. Литовка, *ст. гр. БІ-17*О.С. Хачатурян, *старший викладач, канд. екон. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

При побудові оцінок параметрів розподілів до них можна висувати різні вимоги, такі як незміщеність, ефективність, стійкість до відхилень від моделі й т. п. Статистична наука постійно пропонує нові концепції та підходи до оцінювання, а також конкретні алгоритми їх реалізації. Свій внесок у різноманіття оцінок вносять і різні способи параметризації розподілів. Усе це породжує велику кількість різних оцінок одних і тих же параметрів. Тому важко чекати, що в тому чи іншому статистичному пакеті обов'язково знайдеться процедура, котра точно реалізує потрібний алгоритм.

Однак майже всі пакети виводять значення найбільш розповсюджених оцінок параметрів стандартних ймовірнісних розподілів. Розглянемо, як ці можливості реалізовані в пакеті STADIA.

У багатьох випадках потрібні оцінки параметрів розподілу можна отримати за відповідними формулами самостійно, скориставшись тим, що практично всі пакети дають стандартні оцінки молодших моментів і процентилів розподілу. При знаходженні значень оцінок можуть бути дуже корисними різні допоміжні процедури перетворення даних, засоби розв'язання систем лінійних і нелінійних рівнянь і т. п.

Згенеруємо вибірку розміру $n=100$ з експоненціального розподілу з середнім значенням $b=3$ і оцінимо за нею значення цього параметру.

Розв'язання першої частини цієї задачі здійснює в пакеті процедура **З=Генератор чисел** меню **Преобразования**.

Для експоненціального розподілу в пакеті використовується така параметризація щільності розподілу:

$$p(x, b) = \frac{1}{b} e^{-x/b}$$

де $x \geq 0$, а параметр b є середнім значенням розподілу.

Після виклику меню **Преобразования** і вибору пункту **З=Генератор чисел**, у запиті, котрий відкриється (рис. 1), необхідно вказати розмір вибірки **100** в полі **Всього чисел** і величину середнього значення **3** в полі **a=** (зміст поля **b=** в даному випадку несуттєвий). Потім потрібно вказати тип розподілу – експоненціальне. Результат генерації поміщається в перший вільний стовпчик електронної таблиці (на рис. 2 це перемінна x_1).

У меню **Статистические методы** (рис. 3) в розділі **Распределения и частоты** слід вибрати пункт **U=Согласие распределений**.

Програма запросить тип ймовірнісного розподілу вибірки (рис. 4).

На рис. 5 наведені результати роботи процедури. При цьому в строчці

Распределение экспоненциальное: 1,844, 2,131

перше число **1,844** є необхідна оцінка, в друге – стандартною похибкою середнього значення. Процедура також розраховує статистику критеріїв злагоди Колмогорова та омега-квадрат і буде графіки щільності та функції підбраного розподілу ймовірностей.

Отримана оцінка є оцінкою максимальної правдоподоби.

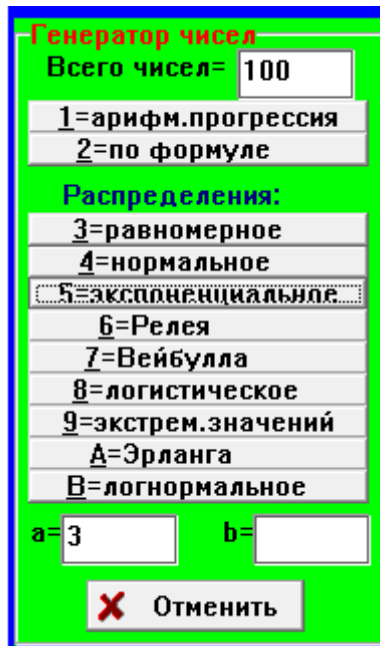


Рисунок 1 – Меню генератора чисел

№	x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11	x12	x13	x14	x15	x16	x17
1	1.125																
2	2.104																
3	0.8773																
4	1.351																
5	0.7513																
6	3.529																
7	1.211																
8	1.224																
9	0.2412																
10	0.3529																
11	6.1																
12	1.121																
13	1.02																
14	1.11																
15	1.525																
16	0.1067																
17	3.325																
18	3.129																
19	0.2112																
20	3.251																
21	0.102																
22	0.2174																
23	5.122																
24	15.53																
25	0.5121																
26	1.121																
27	1.121																
28	0.2122																
29	6.123																
30	4.221																
31	1.121																
32	1.121																
33	2.145																
34	0.5127																
35	3.15																
36	2.146																
37	12.11																
38	1.125																
39	1.156																
40	2.111																

Рисунок 2 – Пакет STADIA. Електронна таблиця із згенерованою вибіркою

У документації пакету вказані формули, котрі використовуються для отримання оцінок для розподілів із списку рис. 4. За цими формулами можна судити про теоретичні властивості оцінок, які розраховуються.

Для розв’язання розглянутого прикладу можна також скористатися процедурою **Описательная статистика**, оскільки параметр експоненціального розподілу є його середнім значенням.

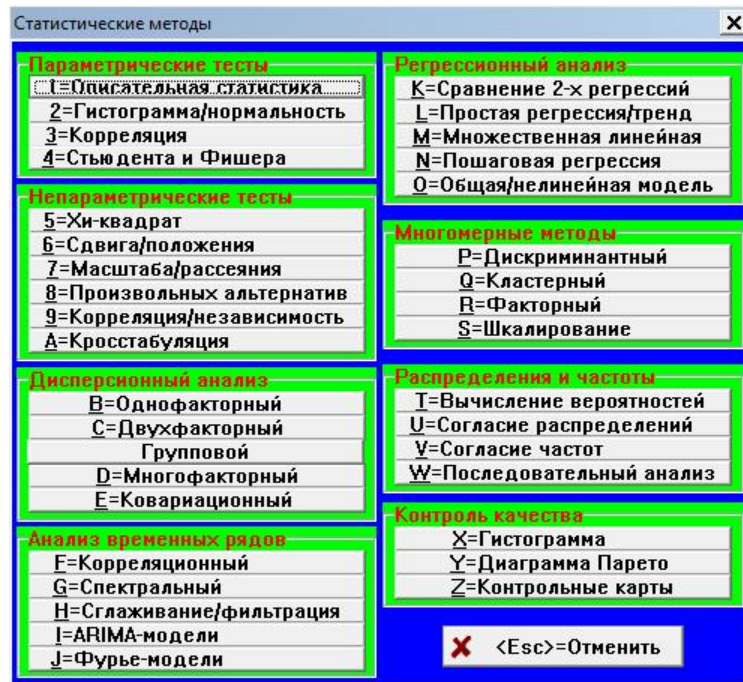


Рисунок 3 – Пакет STADIA. Меню статистичних методів

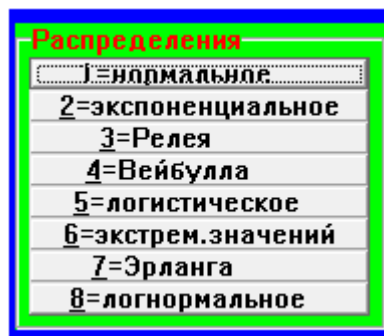


Рисунок 4 – Пакет STADIA. Меню вибору виду розподілу

СОГЛАСИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЙ. файл:
 Распределение экспоненциальное: 1,844, 2,131

Колмогоров=0,2652, Значимость=0,2548, степ.своб = 10
 Гипотеза 0: <Распределение не отличается от теоретического>

Омега-квадрат=0,1271, Значимость=0,2003, степ.своб = 10
 Гипотеза 0: <Распределение не отличается от теоретического>

Рисунок 5 – Пакет STADIA. Результат оцінки параметрів розподілу та перевірки узгодженості

ОГЛЯД КОНСТРУКТИВНИХ ВІДМІННОСТЕЙ ЕЛЕМЕНТІВ КАРКАСУ ФАСАДНИХ СИСТЕМ ПОПУЛЯРНИХ ВИРОБНИКІВ

О.О. Данілов, ст. гр. Бі 17мз,

А.В. Шевчук, ст. гр. Бі 17мз,

В.В. Дарієнко, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Сучасне будівництво характеризується проблемою високих енерговитрат в стадії експлуатації будівель та інженерних споруд і пошуком енергозберігаючих технологій. До них можна віднести застосування фасадних систем з вентиляльованим повітряним прошарком.



Рисунок 1 – Конструкція фасаду з вентиляльованим прошарком

Основними вимогами до конструкцій, фасадних систем з вентиляльованим повітряним прошарком є підвищення фізико-механічних характеристик, включаючи стабільність властивостей на тривалий період експлуатації, підвищена вогнестійкість, корозійна стійкість, вологонепроникність, ефективний теплозахист, дотримання санітарно-гігієнічних норм, гарантована надійність і довговічність всієї системи

Останнім часом у багатьох країнах на суспільному та державному рівнях стало формуватися стійке усвідомлення обмежених запасів енергоресурсів і необхідності їх більш дбайливого використання. Заходи, що забезпечують енергопостачання, мають більш високу рентабельність в порівнянні з нарощуванням енергоресурсів. Якщо врахувати, що в Україні житловий фонд споживає 35-40% річних енергоресурсів країни, то стає очевидною пріоритетна роль створення енергоефективних утеплювачів і конструкцій з їх застосуванням.

Значний внесок у розробку досліджень фасадних систем, в тому числі конструктивних рішень несучих конструкцій і методів їх розрахунку внесли: Ю.Г. Граник, В.С. Зирянов, А.І. Гниря, С.П. Овсянніков, А.А. Магай, В.С. Беляєв, В.Г. Гагарін, І. А. Подвласова, А.М. Береговий, П.В. Монастир'єв і ін.

На вітчизняному ринку існують різні фасадні системи з вентиляльованим повітряним зазором для утеплення зовнішніх огорожувальних конструкцій будівель. Для огляду ми обрали найбільш популярні:

У фасадній системі "Краспан" (рис.2) несучий каркас виготовлений з оцинкованої або з нержавіючої сталі, або з алюмінієвих сплавів. Кронштейни Г-подібної форми, що складаються з двох частин, виготовляються штампуванням. Добре регулюється виліт кронштейна (відстань від основи до облицювального матеріалу), за рахунок цього легко усуваються всі нерівності поверхні, і може застосовуватися утеплювач необхідної товщини.

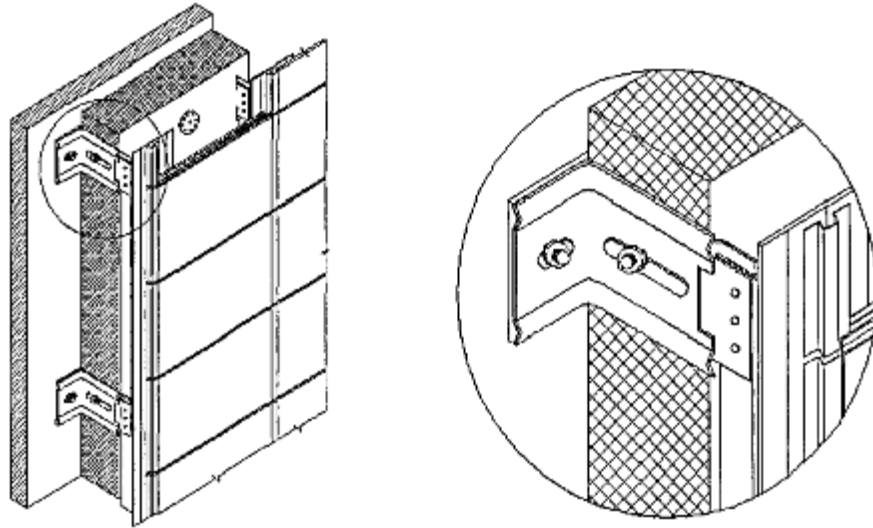


Рисунок 2 – Система «Краспан»

Несучі елементи працюють не тільки на розтяг з вигином, але і на кручення, це пояснюється тим, що кріплення до несучої конструкції здійснюється одним анкерним дюбелем, розташованим по центру опорної частини. Велику роль відіграє точність виготовлення. Нерухома і рухома частини повинні бути з'єднані між собою двома болтами, якщо кріплення здійснюється одним болтом, то при прикладанні навантаження рухома частина може вийти з пазів і повернутися щодо болтового з'єднання. Поздовжні ребра жорсткості в опорній частині зменшують площу примикання до основи.

У фасадній системі «Хвиля» (рис.3) застосовується П образний кронштейн, який виготовляється з листової оцинкованої сталі гнуттям. Він складається з двох частин, з'єднаних між собою болтовим з'єднанням, розташованим у верхній частині поперечного перерізу.

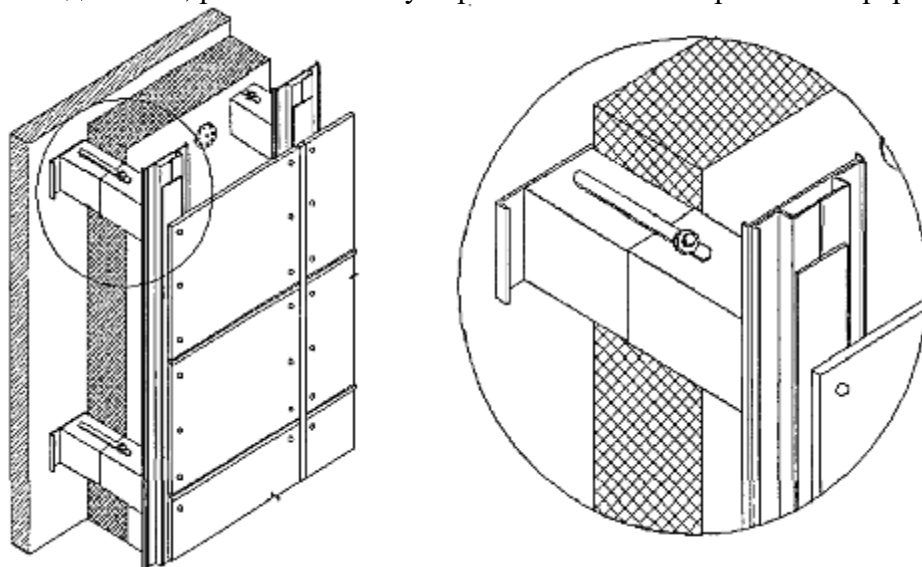


Рисунок 3 – Система «Хвиля»

Вимагається більша точність виготовлення несучого елемента, так як його поперечний перетин виконується з мінімальним зазором між собою для можливості телескопічного переміщення відносно один одного. У разі неточного виготовлення, він буде володіти меншою несучою здатністю. При цьому, якщо нерухома і рухома частини з'єднані між собою тільки болтовим з'єднанням, то при прикладанні навантаження, рухома частина буде виходити з нерухомої. Щоб цього не сталося, їх потрібно обов'язково між собою закріпити додатково з боків самонарізуючими гвинтами або заклепками, що веде до подорожчання і підвищення трудомісткості при монтажі. Так як анкер розташований всередині кронштейна, то досить складно затягнути його до потрібної величини.

У фасадній системі «Гранітогрес» (рис.4). Г-подібний кронштейн складається з двох частин, універсального, виготовленого з алюмінієвого листа, зігнутого під кутом 90° і добірного елемента. Кронштейн має меншу жорсткість, в порівнянні з «Краспан», так як немає поздовжніх ребер жорсткості. Але володіє більшою несучою здатністю, так як кріплення до несучих огорожувальних конструкцій здійснюється двома анкерами, що зменшує його закручування щодо опорної частини.

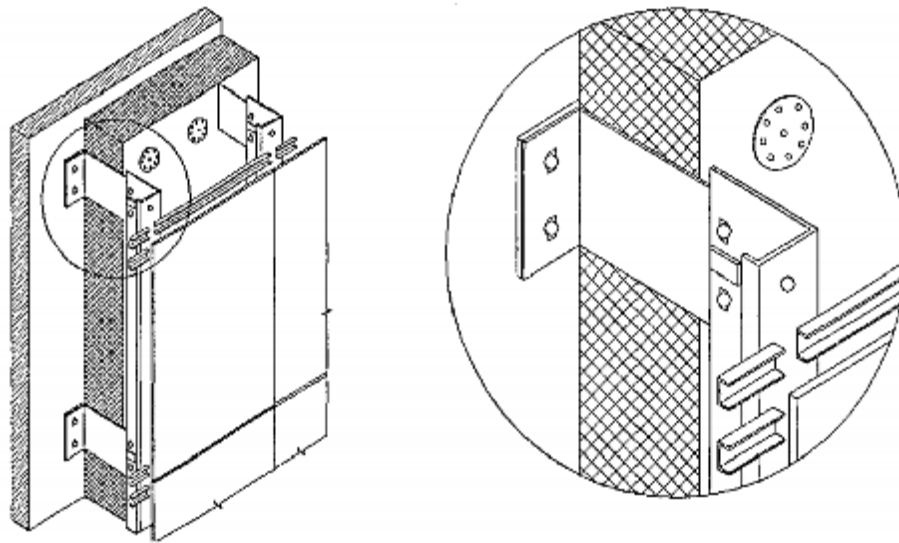


Рисунок 4 – Система «Гранітогрес»

В той час, несучий елемент має велику площу примикання і, отже, збільшується можливість виникнення «містка холоду». У літературних джерелах немає відомостей, за рахунок чого регулюється виліт кронштейна.

Фасадна система "Інтерал" (рис.5). Дана система розроблена аналогічно «Гранітогрес». Так як L-образні кронштейни вирівнюють з різним виносом від основи, можуть застосовуватися утеплювачі різної товщини, але виникають складнощі з вирівнюванням площини поверхні фасада. Кріплення до несучих огорожувальних конструкцій здійснюється одним анкером, отже, виникає закручування і зменшується його несуча здатність. Велика площа примикання до основи, що призводить до утворення «містка холоду».

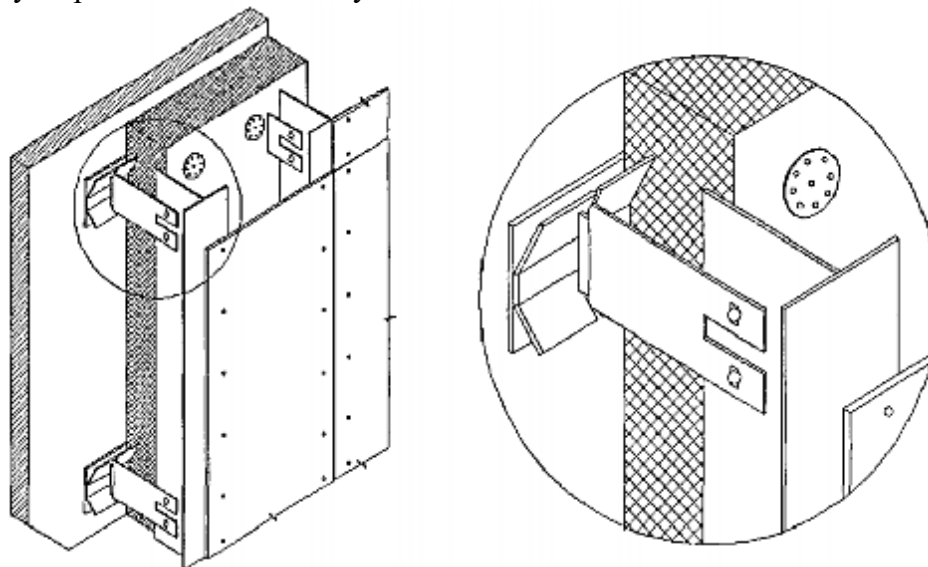


Рисунок 5 – Система «Інтерал»

Фасадна система «Метроспецстрой» (рис.6). На перший погляд здається, що вона має велику несучу здатність і невелику матеріало - і трудомісткість, в порівнянні з перерахованими вище системами. До недоліків можна віднести, що відстань від основи до облицювального

матеріалу можна змінювати тільки в певних межах. Через розташування анкера всередині кронштейна можуть виникнути труднощі при монтажі.

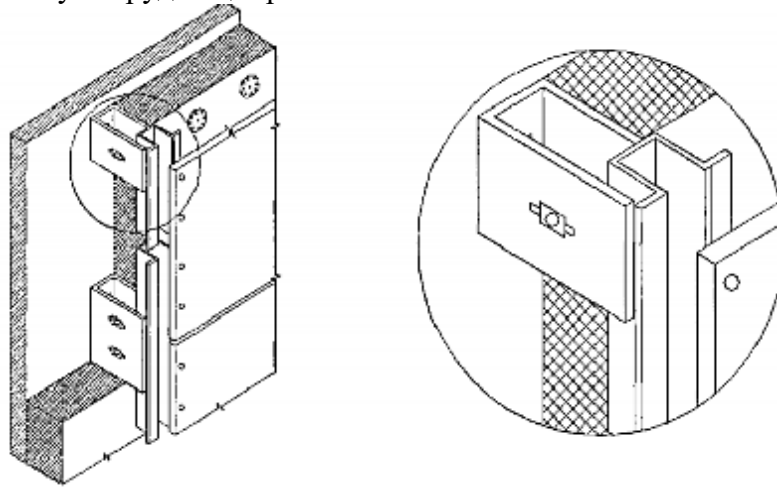


Рисунок 6 – Система «Метроспецстрой»

Фасадна система "Поліалпан"(рис.7). До недоліків слід віднести: повинна бути дуже хороша точність при виготовленні несучих конструкцій; труднощі з вирівнюванням площини, так як кронштейни виготовляють з профілю необхідної довжини; велика матеріало - і трудомісткість, можуть виникнути труднощі при монтажі.

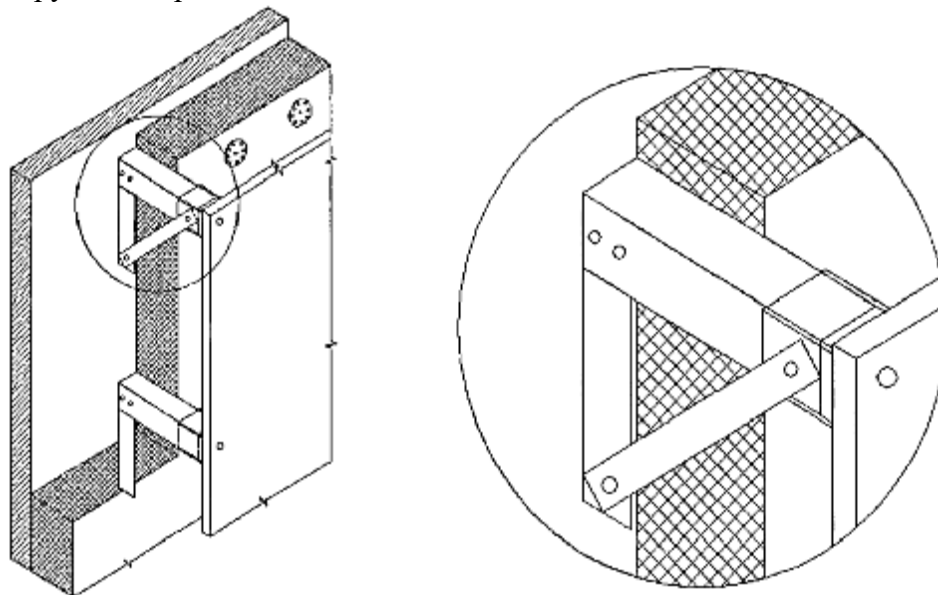


Рисунок 7 – Система «Поліалпан»

Фасадна система «U-KON» (рис. 8) аналогічна системі «Метроспецстрой».

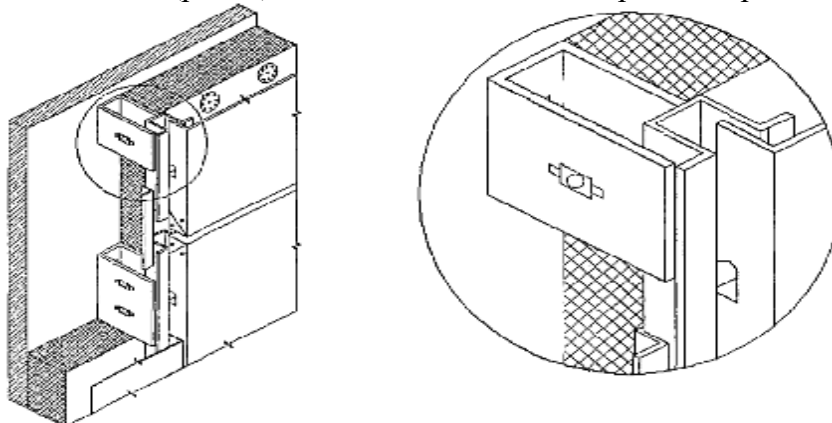


Рисунок 7 – Система «U-KON»

Фасадна система «LTM Company» (рис. 8) може застосовуватися в будівлях з невеликою поверховістю. Обмеження вильоту кронштейна - 80мм; складності з вирівнюванням нерівностей поверхні фасаду, так як невелика можливість його регулювання. Трудомісткість, пов'язана з необхідністю обробки деревини. Поєднання металевих і дерев'яних конструкцій вимагає додаткових витрат.

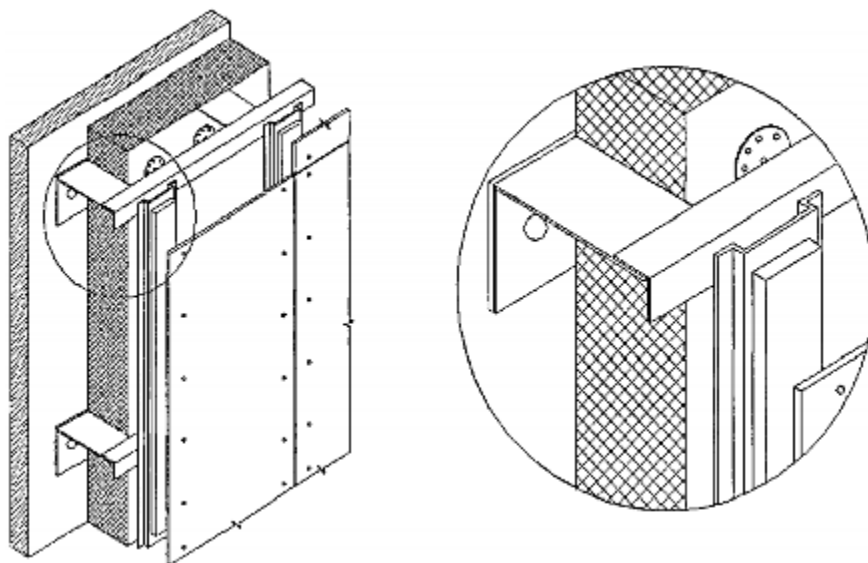


Рисунок 8 – Система «LTM Company»

У фасадній системі «Sto» (рис. 9) при застосуванні дерев'яної підконструкції - обмеження регулювання нерівностей поверхні фасаду. Алюмінієво-дерев'яна конструкція, Г-подібний кронштейн кріпиться двома анкерами, отже, існує можливість виникнення «містка холоду». Потрібна хороша точність виготовлення дерев'яних брусів, які входять в С-образні елементи кронштейнів. Трудомісткість, пов'язана із захистом деревини. Поєднання металевих і дерев'яних конструкцій вимагає додаткових витрат.

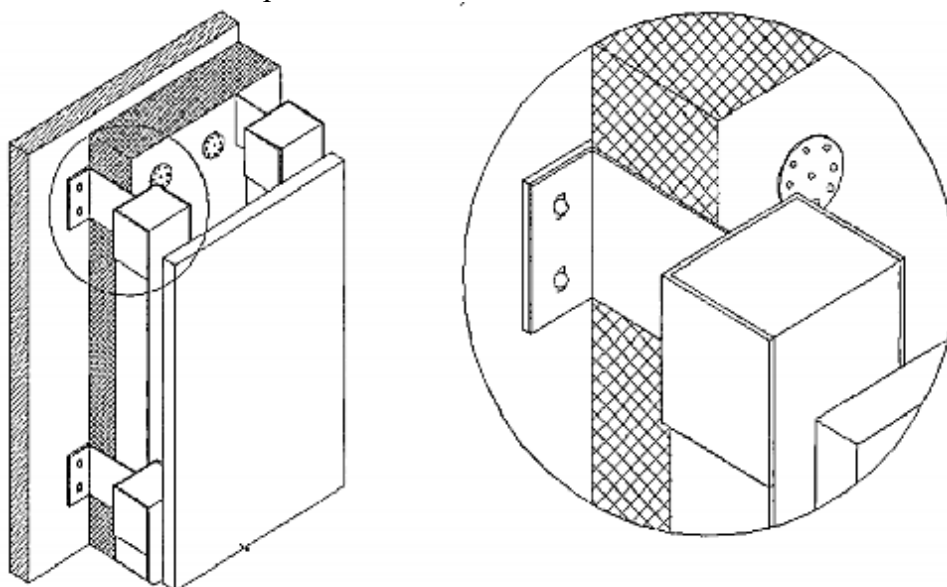


Рисунок 9 – Система «Sto»

Фасадна система «Металлпрофіль» (рис. 10) може застосовуватися на громадських будівлях малої поверховості або невиробничих, залежно від виду облицювального матеріалу. Обмежена можливість регулювання відстані між несучими конструкціями і облицюванням. В якості підконструкції застосовується гнучий касетний профіль з профільованого листа, отже, нещільне примикання утеплювача до гофр і можливість виникнення «містка холоду». Висока трудомісткість при виготовленні.

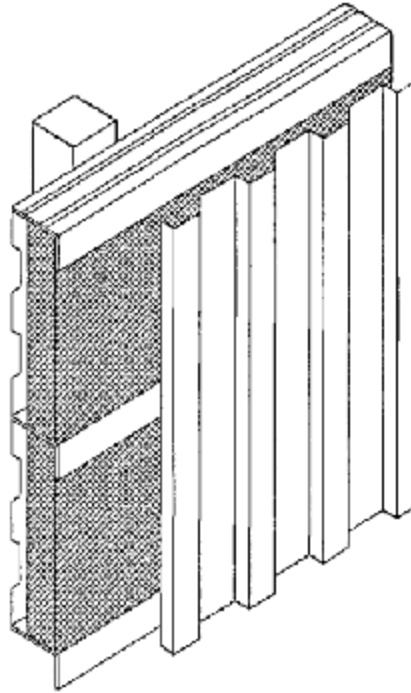


Рисунок 10 – Система «Металлпрофіль»

Фасадна система «Делькен» (рис. 11) застосовується в будівлях невеликої поверховості (обмеження застосування). Складнощі в монтажі навіть при найменших нерівностях несучих огорожувальних конструкціях, а якщо великі нерівності, то потрібно вже подвійна підконструкція. Додаткова трудомісткість і витрати на просочення дерев'яних конструкцій.

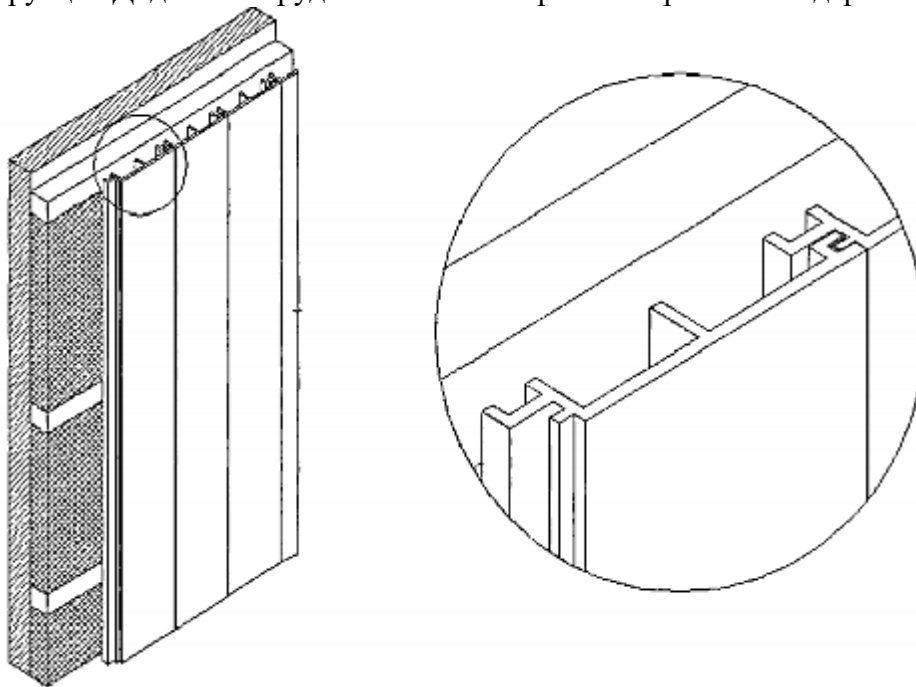


Рисунок 11 – Система «Делькен»

Представлений аналіз підтверджує актуальність і підвищену увагу науково-інженерної громадськості до розглянутої проблеми як з позицій необхідності пошуку нових інженерних рішень і технологій енергозбереження в існуючих та нових будівлях, так і з позицій оцінки безвідмовної роботи, ремонтпридатності, надійності і довговічності несучих елементів фасадних систем. На думку авторів цікавою ідеєю є використання піноскла в конструкції навісного фасаду [4], що може стати базою для наступних досліджень.

Список літератури

1. Терешкова, А.В. Анализ деформирования несущего элемента подсистемы фасадной системы с вентилируемым воздушным зазором /А.В. Терешкова, Л.В. Енджиевский, П.В. Неделел, Л.В. Щербаков // Проблемы архитектуры и строительства: сб. матер. XXIV регион, науч.-техн. конф. -Красноярск, 2006. С. 37-39
2. Фасадные теплоизоляционные системы с воздушным зазором. Рекомендации по составу и содержанию документов и материалов, представляемых для технической оценки пригодности продукции. - М.: Госстрой России. -2004
3. ДБН В.2.6-33:2018 Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією.
4. Процик, К. М. Особливості використання піноскла в якості теплоізоляції в цивільних будівлях / К. М. Процик, І. М. Омелянчук, С. О. Джирма // Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій : V Всеукраїн. студ. наук.-практ. семінар : зб. матеріалів. - Кропивницький : ЦНТУ, 2018. - С. 108-115.

ОПТИМІЗАЦІЯ ТРЬОХПРОЛІТНОЇ НЕРОЗРІЗНОЇ БАЛКИ РЕГУЛЮВАННЯМ ОПОР**В.В. Криворотько.** *ст. гр. Бі-17 МЗ***Г.Д. Портнов,** *доц., канд. техн. наук**Центральноукраїнський національний технічний університет*

Ефективність нерозрізних конструкцій можна підвищити регулюванням і управлінням. Вважається, що найбільш ефективним регулятором в нерозрізних балках є зміна рівня опор /1/.

Регулювання шляхом зміщення опорних зв'язків може бути реалізовано розташуванням на різних рівнях по висоті опор споруди або зміщенням опор з використанням спеціальних пристроїв.

Відзначається, що в підкранових балках вирівнювання внутрішніх зусиль в небезпечних перерізах за рахунок зміщення опор дозволяє знизити розрахунковий згинальний момент на 15-34% при можливій економії сталі на 10-27%.

У традиційній постановці завдання регулювання нерозрізних балок формулюється так: «Шляхом вимушеного зміщення опор домогтися вирівнювання екстремальних значень моментів в найбільш напружених перерізах балки».

Така постановка завдання обумовлена прагненням розробки технологічної конструкції мінімальної матеріаломісткості при розумному рівні уніфікації. Крім того, до уваги беруться труднощі обчислювального характеру, що виникають при розрахунку статично невизначених конструкцій зі взаємно обумовленими жорсткостями елементів.

Технології виробництва конструкцій з нових матеріалів, зокрема, використання 3D принтера, роблять можливим практичну реалізацію завдання створення рівномірної конструкції, яка раніше представляло лише академічний інтерес.

В рамках виконання магістерської роботи нас цікавила перспектива зниження матеріаломісткості трьохпролітної нерозрізної балки, представленої на рисунку 1 шляхом підбору перерізів вибраних ділянок за критерієм максимального використання несучої здатності.

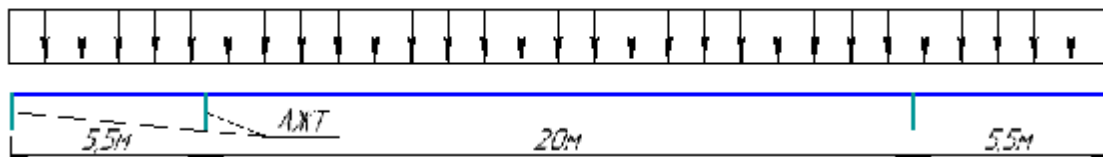
$$q - 2\text{т/м}$$


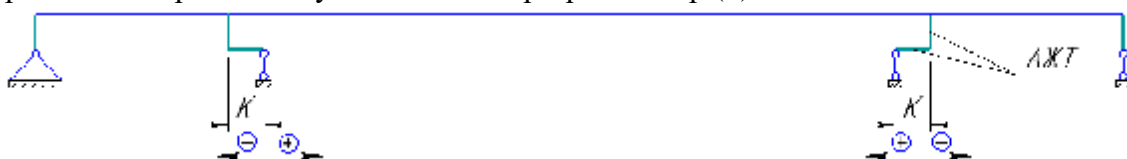
Рисунок 1 Схема балки

Матеріал балки – якісна сталь, профіль - Двотавр нормальний (Б) по ГОСТ 26020-83. Балка розбита на 30 ділянок (на 5 ділянок розбиті крайні прольоти і на 20 - середній) з можливістю призначення різних номерів сортаменту різним ділянкам.

До опор балка кріпиться через абсолютно жорсткі тіла (АЖТ) у вигляді вертикальних стержнів довжиною 0,1 м.

Розглядалися такі розрахункові схеми кріплення балки:

Всі опори шарнірні (рисунок 2), регулювання проводиться зміщенням опор по вертикалі (а), або ексцентрисетом по горизонталі установкою шарнірних опор (б).



а - регулювання зміщенням опор

б – регулювання ексцентрисетом опор

Рисунок 2 Шарнірні опори



Рисунок 3 Жорсткі опори

Всі опори жорсткі (рисунок 3), регулювання проводиться зміщенням опор по вертикалі. Комбіновані опори (рисунок 4): крайні шарнірні, середні - жорсткі; регулювання проводиться зміщенням опор по вертикалі.



Рисунок 4 Комбіновані опори

Створення розрахункових схем і розрахунки виконувалися ПК SCAD з використанням постпроцесора «Підбір перерізів металопрокату». Тип елементів «Стержень плоскої рами». Порівнювалися результати обчислень в постпроцесорі «Реакції в зв'язках» для завантаження «Власна вага» як відношення сум вертикальних реакцій опор даного варіанту регулювання до суми реакцій базового варіанту. В якості базового був прийнятий варіант «Шарнірні опори» без зміщення ($Z = 0$; $K = 0$).

Дані обчислень представлені графіками рис.5 і рис.6.

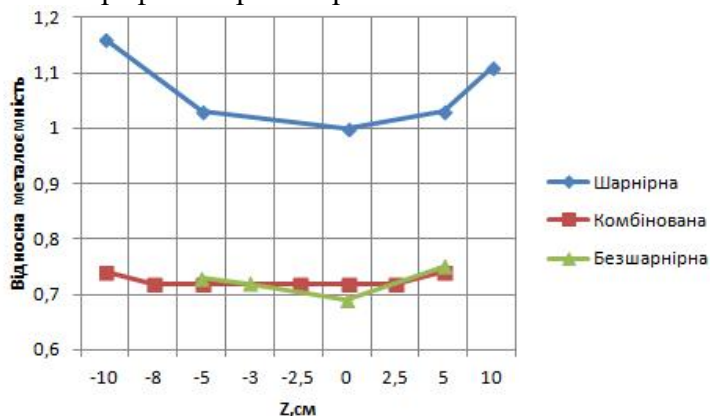


Рисунок 5. Залежність відносної металоемності конструкції від вертикального зміщення опор Z , см

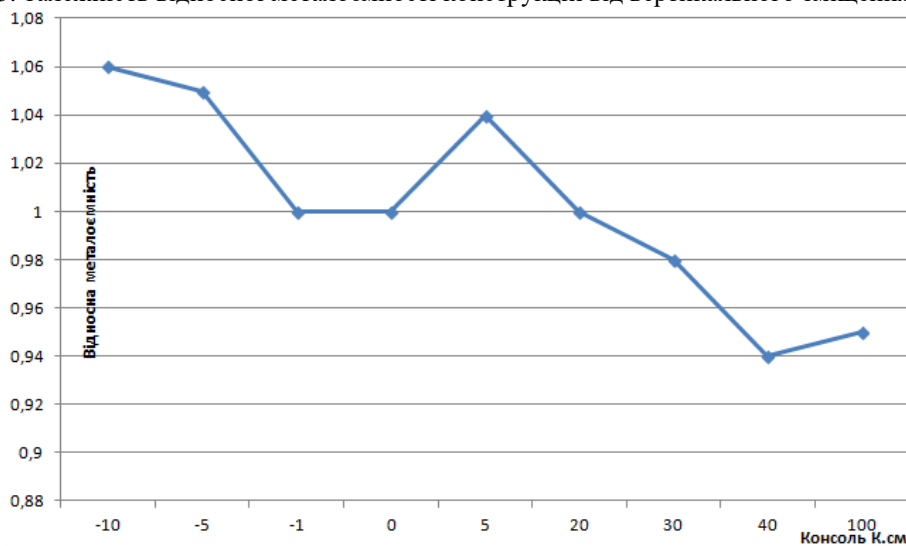


Рисунок 6 Залежність відносної металоемності конструкції від вильоту консолі комбінованих опор K , см

За даними дослідження:

1. Найбільшу металоємність має шарнірна балка.
2. Безшарнірна балка по металоємності не відрізняється від комбінованої.
3. Регулювання металоємності розглянутих схем трьохпролітної статично невизначеної балки вертикальним зміщенням опор неефективно.
4. Зміна ексцентриситету прикладення реакцій опор дозволяє зменшити металоємність конструкції на 6% .

Згідно з представленими результатами, оптимізація трьохпролітної балки за критерієм максимального використання несучої здатності шляхом регулювання внутрішніх зусиль за рахунок зміщення опор є малоперспективною.

Список літератури

1. Управляемые конструкции и системы [Электронный ресурс] : конспект лекций / Н. П. Абовский, А. В. Максимов, Н. И. Марчук и др. – Версия 2.0 –Электрон. дан. (9 Мб). – Красноярск : ИПК СФУ, 2009.

UDC:69.05

USAGE APPLICATIONS TO DETERMINE THE PARAMETERS OF BUILDING THE ROOF CONSTRUCTIONS

G.M. Gasii, PhD

D.M. Hasii, student of civil engineering,

V.V. Drobiazko, student of civil engineering,

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

Production of steel-concrete space units can be performed in the plants that produce steel building structures, and other plants that have the equipment for processing steel and concrete casting of products. Technologies of processing, assembly, welding, loading and unloading of steel structural member of the composite steel and concrete grid-cable constructions are similar to the technology of production of conventional steel structures and concrete structures. Manufacturing technology of the steel and concrete composite cable space frame is divided into two separate processes: fabrication of a steel lattice (frame) and the making of slab. Construction of the steel and concrete composite cable space frame is performed by the methods described in [18, 19]. During design of steel and concrete composite cable space frame there is a task to get rid of the disadvantages of steel and concrete elements. The question concerning the choice of strength grade of concrete, steel tubes grade, acceptance of reinforcement ratio is of great importance [18].

Basic materials for manufacturing of such support system are concrete and steel tubes. Heavy concrete of the following project classes B12,5; B15; B20; B25; B30; B40; B45 should be applied. Steel electric-welded tubes should be used [18].

The choice of cranes is carried out by an applications (Fig. 1).

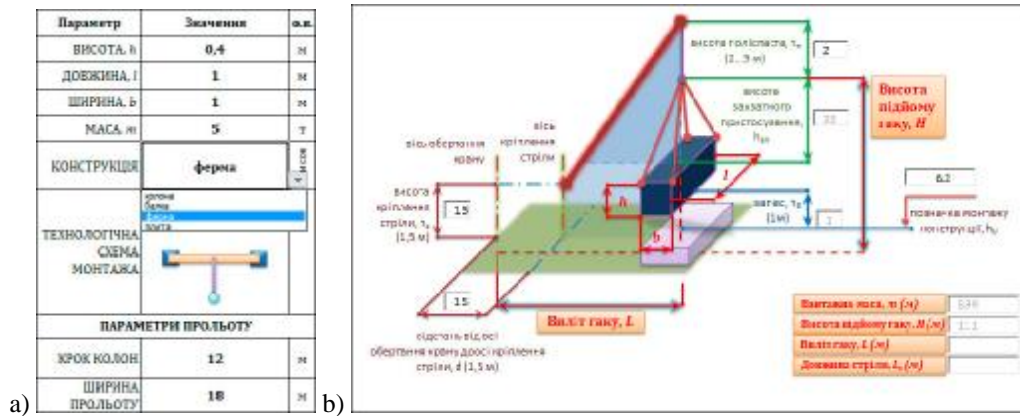


Figure 1 – Windows of application

The developed application by D.M. Hasii (D.M. Gasii) allows you to perform calculations of the necessary installation parameters of the jib cranes during the construction of single- and two-storey industrial buildings and structures. The schematics of the installation of beams, crossbars, trusses, cover plates and columns are introduced into the macro base. The proposed method can significantly reduce the time for calculations by reducing arithmetic operations that do not affect the student's development of educational material.

Literature

1. *Gasii G.M.* Types of Steel and Concrete Composite Cable Space Frames. Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport, (6), 158-165, 2016. DOI: 10.15802/stp2016/90514.
2. *Gasii G.M.* The flat double-layer grid-cable steel-concrete composite. In METNET Annual Seminar in Castellon, Spain, on 11–12 October 2016, 56-62, 2016.
3. *Gasii G.M.* The main points of form finding and designing structure systems from the steel-concrete grid-cable composite constructions. Construction, materials science, mechanical engineering, (87), 48-53, 2016.
4. *Storozhenko, L.I., H.M. Hasii.* The new composite designs for mine tunnel support. Scientific Bulletin of National Mining University, (4), 28-34, 2015.
5. *Storozhenko L.I., G.M. Gasii.* Composite steel and concrete large-span constructions for airport structures. Proceeding the Seventh World Congress «Aviation in the XXI-st century» – «Safety in Aviation and Space Technologies», Kyiv, Ukraine, September 19–21, 2016, 10.1.22–10.1.26, 2016.
6. *Storozhenko L.I., G.M. Gasii.* The features of structural concept and designing of the full-length experimental module of the composite steel and concrete grid-cable roof. Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering, 1(46), 51-59, 2016.
7. *Gasii G.M.* Comparative characteristics of the spatial grid-cable steel-concrete composite slab. Academic Journal of Lviv Polytechnic National University. Series "Theory and Building practice", (844), 260-265, 2016.
8. *Gasii G., Hasii O., Zabolotskiy O.* Estimate of technical and economic benefits of a new space composite structure. In MATEC Web of Conferences, 116, 02014, 2017.
9. *Oehlers D.J., M.A. Bradford.* Composite Steel and Concrete Structures: Fundamental Behaviour: Fundamental Behaviour. Elsevier, 588, 2013.
10. *Johnson R.P.* Composite structures of steel and concrete: beams, slabs, columns, and frames for buildings. John Wiley & Sons, 252, 2008.
11. *Gasii G.M.* Technological and design features of flat-rod elements with usage of composite reinforced concrete. Metallurgical and Mining Industry, (4), 23-25, 2014.
12. *Storozhenko, L.I., G.M. Gasii.* Experimental research of strain-stress state of ferrocement slabs of composite reinforced concrete structure elements. Metallurgical and Mining Industry, (6), 40-42, 2014.
13. *Storozhenko L.I., G.M. Gasii., S.A. Gapchenko.* The new composite and space grid cable-stayed constructions. Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering, 1(40), 91-96, 2014.
14. *Gasii G.M.* Experimental studies of structural-guy rope coverings. Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering, 3(42), 47-51, 2014.
15. *Demchenko O.V.* Stress-strain state of centrally compressed elements of tube-concrete with nuclei of high-strength concrete, 163, 2015.
16. *Yurko P.A.* The strength of normal sections of compressed concrete elements on the basis of deformation model, 194, 2016.
17. *Dhakal S., et al.* Experimental, numerical and analytical modelling of a newly developed rockfall protective cable-net structure. Natural Hazards and Earth System Sciences, 11, 3197-3212, 2011.
18. *Storozhenko L.I., G.M. Gasii, S.A. Gapchenko.* The composite steel and concrete grid-cable space structures: Monograph, Poltava: «ASMI», 218, 2015.
19. *Gasii G.M.* Production of full-scale experimental modular specimens of the steel and concrete composite cable space frame. Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych, 3-4, 13-17, 2017.

ОПТИМІЗАЦІЯ ТРИПРОЛІТНОЇ НЕРОЗРІЗНОЇ ФЕРМИ РЕГУЛЮВАННЯМ ОПОР**П.В. Кривінський, ст. гр. БІ-17 МЗ****Г.Д. Портнов, доц., канд.техн.наук***Центральноукраїнський національний технічний університет*

Цілеспрямований вибір величин початкових зусиль дозволяє регулювати напружений стан конструкції в потрібному напрямку. Ця обставина важлива для статично невизначених систем, для яких характерна наявність недонапружених елементів. Підвищення ефективності таких систем досягається розподілом зусиль і матеріалу між елементами таким чином, щоб в кожному з них фактичні напруження були рівні або близькі до розрахункового опору матеріалу.

Існуючі комп'ютерні технології розрахунку споруд дають можливість /1/:

- розподіляти матеріал відповідно до зусиль, що діють в тому чи іншому елементі конструкції при обраній схемі споруди і системі навантажень.
- змінювати розподіл зусиль в системі шляхом перерозподілу характеристик жорсткості, а також вибором певного початкового стану ненавантаженої споруди (попереднє напруження).

З точки зору простоти монтажу найкращим для нерозрізних систем є зміна рівня опор.

Для нерозрізних двопролітних ферм прольотом 24 м і більше регулювання рівнем опор знижують масу на 10-20% в порівнянні з розрізними фермами. При цьому наголошується, що в трипролітних будівлях регулювання напружень в кроквяних фермах має сенс застосовувати лише тоді, коли бічні прольоти в 1,2 - 1,5 рази менше середнього прольоту /2/.

Дане дослідження проведено при виконанні експертизи трипролітної споруди з кроквяної фермою. Нас цікавило, наскільки може бути зменшена маса конструкції при використанні методу зсуву опор без врахування конструктивних і технологічних обмежень. Критерій - максимальне використання несучої здатності.

Варіанти розрахункових схем конструкції представлені на Рис.1 і Рис.2.

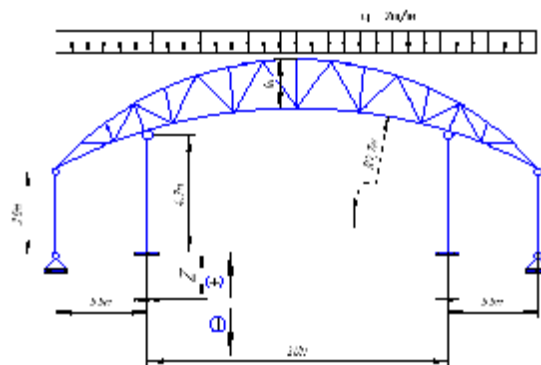


Рисунок 1. Шарнірне сполучення ригеля з колонами

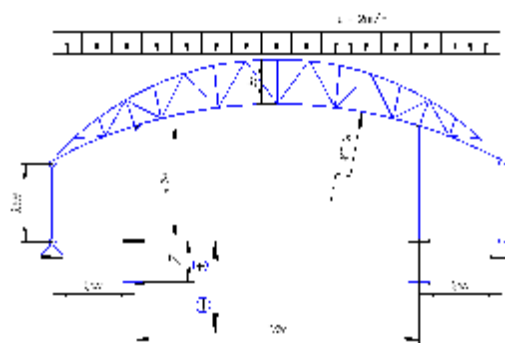


Рисунок 2. Комбіноване сполучення ригеля з колонами

Показане на рисунках умовне рівномірно розподілене навантаження в розрахункових схемах зосереджене в вузлах ферми.

Матеріал ферми – якісна сталь; профіль - Труби електрозварні прямошовні по ГОСТ 10704-91.

Матеріал колон - якісна сталь; профіль - Труби сталеві безшовні гарячодеформовані, ГОСТ 8732-78.

Створення розрахункових схем і розрахунки виконувалися в ПК SCAD з використанням постпроцесора «Підбір перерізів металопродукту». Тип елементів «Просторовий стержень». Враховувалися умови розкріплення поясів ферми в просторі.

Порівнювалися результати обчислень в постпроцесорі «Реакції в зв'язках» для завантаження «Власна вага» як відношення сум вертикальних реакцій опор даного варіанту регулювання до суми реакцій базового варіанту.

В якості базового був прийнятий варіант «Шарнірне сполучення ригеля з колонами» без зміщення ($Z = 0$).

Дані обчислень представлені графіками рис.3.

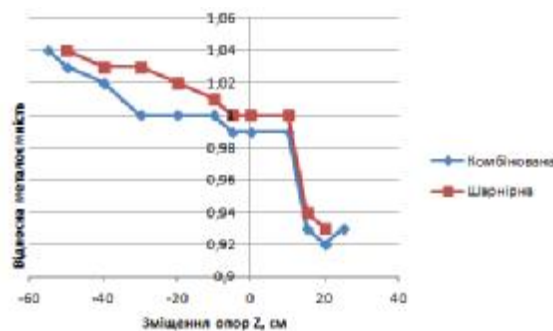


Рисунок 3 Залежність відносної металоємності конструкції від зміщення середніх опор

(За вказаними на графіках граничними точками зміщення опор вибір варіантів в межах обраного сортаменту за прийнятим алгоритмом виявився неможливим).

За даними дослідження:

При відсутності конструктивних і технологічних обмежень для дослідженої конструкції зміщенням опор можна досягнути зниження металоємності на 8%.

Тип сполучення ригеля з колонами істотно не впливає на залежність металоємності конструкції від зміщення опор.

Список літератури

1. Перельмутер А.В. Керування поведінкою несучих конструкцій. Київ: УФІМБ, 1998. — 148 с. з іл.
2. Бирюлев В.В. Металлические неразрезные конструкции с регулированием уровня опор. - М.: Стройиздат, 1984. - 88 с., ил.

РЕЗУЛЬТАТИ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ ПОЛТАВСЬКОЇ ЗАГАЛЬНООСВІТНЬОЇ ШКОЛИ

**Я.О. Добрик, ст. гр. 403-А,
А.В. Гасенко, доц., канд. техн. наук
О.В. Гарькава, доц., канд. техн. наук**
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

У наш час проведення робіт з обстеження та ремонту будівельних конструкцій є досить поширеним під час реконструкції або капітального ремонту будівель і споруд. Метою таких робіт є визначення технічного стану несучих та огорожуючих конструкцій будівлі, виявлення та усунення дефектів і пошкоджень для подальшої та безпечної їх експлуатації. Оскільки на сьогодні середній термін експлуатації будівель і споруд в Україні складає 30...50 років, це тільки посилює актуальність проведення даних робіт. Під час проведення таких обстежень слід використовувати відповідну нормативну базу [1; 2 та ін.].

Найчастіше причинами виникнення пошкоджень огорожуючих конструкцій можуть бути грубі порушення правил технічної експлуатації будівель, неточності проектування та дефекти виготовлення, транспортування і монтажу. У даній роботі представлено результати обстеження технічного стану Полтавської загальноосвітньої школи I-III ступенів №11, а також показано типові дефекти несучих конструкцій будівель і споруд та рекомендації щодо їх уникнення для подальшої безаварійної експлуатації [3 – 5].

Громадська будівля, що обстежувалась, триповерхова із неексплуатованим горищем, П-подібна в плані. Габаритні розміри будівлі у крайніх осях 66,8×38,8 м. На внутрішньому подвір'ї будівлі до неї прибудовано одноповерхове приміщення із закритим переходом до основної будівлі. Відмітка даху будівлі у найвищій точці складає +14.150. За відм. 0.000 прийнято рівень підлоги першого поверху. Будівля школи має стінову конструктивну систему. Поздовжні несучі стіни товщиною 510 мм виконані з глиняної пустотілої цегли на цементно-піщаному розчині та оштукатурені зсередини вапняно-піщаним розчином. Фундаменти бутові. Перекриття поверхів будівлі виконано зі збірних залізобетонних плит переkritтя. У актовій та спортивній залі конструкціями переkritтя є дерев'яні ферми, максимальна висота яких сягає 2,5 м, а крок – 2,5...3 м. Загальна кількість ферм становить 14 шт: над актовю залю – 6 шт., над спортивною – 8 шт. Товщина конструкцій 1-го та 2-го міжповерхового переkritтя – 400 мм, 3-го – 450 мм. Висота поверхів від підлоги до стелі складає 3,15 м; висота актового залу – 4,27 м, спортивного залу – 5,50 м. Внутрішні та зовнішні сходи виконані зі збірних залізобетонних сходинок. Горище, вхід на яке влаштований усередині приміщення над сходовими клітинами, неексплуатоване холодне. Через нього проходять вентиляційні канали з приміщень, які виконані із газобетонних блоків та листів ДВП. Дах будівлі скатний по дерев'яним конструкціям крокв, встановлених з кроком 1300...1500 мм, що опираються на дерев'яні стійки. Вихід на покрівлю здійснено по сталевим драбинам, які встановлені ззовні будівлі по цегляних стінах.

Основними пошкодженнями несучих цегляних стін є наскрізні тріщини із шириною розкриття 10...50 мм, які проходять по всій висоті будівлі (рис. 1, а), розвиток яких на момент проведення обстежень не зупиняється, про що свідчать маяки, наклеєні на стіни у місцях тріщин. Особливе згущення цих тріщин зафіксовано у простінках між віконними і дверними отворами (рис. 1, б). Слід відмітити морозобійне руйнування (рис. 1, в) та випадання (вимивання) швів між цеглою кладки зовнішніх стін (рис. 1, г), які виникли в результаті систематичного зволоження атмосферними опадами та багаторазового замерзання/відтавання кладки.



Рисунок 1 – Основні пошкодження цегляних стін

До пошкоджень зовнішніх сходів та вимощення слід віднести руйнування конструкцій ганків (рис. 2, а). У результаті цього вертикальні підпирні стінки отримали небезпечні крени, а збірні залізобетонні сходинки розходяться та зрушуються з проектного положення. Зафіксовано часткове руйнування вимощення навколо будівлі та наявність зелених насаджень (кущів, дерев тощо) навколо фасадів будівлі (на відстані менше 3...5 метрів) (рис. 2, б).



Рисунок 2 – Пошкодження зовнішніх сходів та зелені насадження навколо будівлі

Під час обстежень системи відводу води з покрівлі виявлено часткове порушення кріплень сталевих жолобів водовідведення з покрівлі. Під час ремонту покрівлі були замінені лише азбестоцементні хвильові листи, а заміна сталевих жолобів відновлення та їх кріплень не

здійснювалася. Також зафіксовано замокання цегляної кладки між центральною частиною будівлі та прибудованою одноповерховою частиною через відсутність сталевієї єндови та водовідвідної труби у вказаному місці.

Огляд елементів покриття горища виявив сліди замокання дерев'яних конструкцій (у єндовах та карнизних вузлах) та їх пошкодження біошкідниками. Вказане замокання відбувається через нещільність прилягання сталевих листів водозбірних ринв покрівлі. Також виявлено прогини, розтріскування дерев'яних крокв і поясів ферм, відсутність кріплень азбестоцементних листів до обрешітки – цвяхи кріплення забиті повз елементів дерев'яної обрешітки

У результаті проведення обстежень було виявлено причини утворення, а також групи типових дефектів будівельних конструкцій на які необхідно звертати першочергову увагу при проведенні планових обстежень та ремонтних робіт подібних будівель. Тріщини в цегляній кладці несучих стін будівлі школи утворилися та розвивалися, зокрема, внаслідок тривалого, в т. ч. локального, замокання лесового просадочного масиву в основі фундаментів будівлі. Загальна конструктивна схема будівлі не пристосована для умов лесових просадочних ґрунтів. Систематичне зволоження ділянок цегляних стін відбувається через ушкодження та порушення цілісності сталевих водовідвідних труб, сталевих відливів на вікнах, та відсутності будь-якого шару гідроізоляції на поясних цегляних карнизах по периметру будівлі. Руйнування конструкцій ганків відбувається в результаті регулярного замокання та нерівномірних осідань і просідань основи під ганками. Руйнування вимощення виникло в результаті влаштування вводу/виводу інженерних мереж та невідновлення цілісності вимощення після проведення робіт.

Отже, на основі проведених обстежень триповерхової громадської будівлі Полтавської загальноосвітньої школи наведено типові пошкодження будівельних конструкцій, основними з яких є утворення тріщин в цегляних стінах, просідання вимощення та підлоги на першому поверсі. Причиною розвитку цих дефектів є тривале, в т. ч. локальне, замокання лесового просадочного масиву в основі фундаментів будівлі за рахунок штучного підвищення рівня ґрунтових вод.

Список літератури

1. ДСТУ Б В.2.6-210:2016. Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються. Введ. 2017 – 01 – 01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 80 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. Введ. 2017 – 01 – 04. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 44 с.
3. Пічугін, С. Ф. Результати обстежень несучих конструкцій будівель виробничої бази будівельно-монтажного управління / С. Ф. Пічугін, О. В. Семко, Г. М. Трусов, В. М. Бібік, А. В. Гасенко, Ю. Є. Патенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГтаП, 2011. – Вип. 21. – С. 517 – 524..
4. Пічугін, С. Ф. Типові пошкодження несучих конструкцій складських і виробничих будівель та шляхи запобігання їх утворення / С. Ф. Пічугін, О. В. Семко, Г. М. Трусов, В. М. Бібік, А. В. Гасенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГтаП, 2012. – Вип. 23. – С. 715 – 720.
5. Hasenko, A.V. Typical damages of the polyhedral void reinforced concrete poles for yard overhead transmission lines / A. V. Hasenko, V. N. Rozhko // Collection of scientific papers by materials of IX International Scientific and Practical Conference “Problems and prospects of development of academic end university science” 7–9 December 2016 – Poltava: PoltNTU, 2016. – pp. 263 – 267.

МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ ВТРАТ ТЕПЛА ЧЕРЕЗ СТІНИ ЗА МЕТЕОРОЛОГІЧНИМИ ДАНИМИ

Пенц М.В., студентка гр. 301-БП

Науковий керівник – **А.М. Карюк**, к.т.н., доцент

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Проектування огорожувальних конструкцій будівель здійснюється з урахуванням вимог ДБН В.2.6-31:2006 "Теплова ізоляція будівель" [1] та кліматичних параметрів, встановлених у ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 "Будівельна кліматологія" [2]. Для оцінювання економічної ефективності тієї чи іншої конструктивної схеми огорожувальних конструкцій необхідно визначати втрати тепла через конструкцію на протязі опалювального періоду, коли середньодобова температура зовнішнього повітря менша або дорівнює +8 °С.

Втрати тепла через огорожувальну конструкцію з відомим опором теплопередачі R_0 у стаціонарному режимі теплопередачі можна обчислити за загальною формулою

$$Q = \frac{t_B - t_3}{R_0} \times F \times t, \quad (1)$$

де F – площа ділянки огороження, що розглядається

t – час, протягом якого відбувається теплопередача в стаціонарному тепловому режимі;

t_B і t_3 – температури внутрішнього і зовнішнього повітря.

Прийmemo площу ділянки огорожувальної конструкції $F = 1 \text{ м}^2$. Час t , протягом якого відбувається теплопередача, дорівнює тривалості опалювального періоду. Згідно з нормами [1], температура внутрішнього повітря в житловому приміщенні повинна бути рівною $t_B = +20^\circ\text{C}$. Сезонні та випадкові зміни температури зовнішнього повітря адекватно враховуються кількістю градусо-днів опалювального періоду $G_{оп}$.

Тоді втрати тепла через один квадратний метр стіни з відомим опором теплопередачі R_0 ($\text{м}^2 \times \text{C}$)/Вт протягом опалювального періоду можна обчислити за формулою, яка дає результат у гікалоріях:

$$Q = 0,0000206 \frac{G_{оп}}{R_0}. \quad (2)$$

Опір теплопередачі стіни R_0 визначається теплотехнічним розрахунком за ДБН [1], а кількість градусо-днів $G_{оп}$ обчислюється за тривалістю й середньою температурою опалювального періоду, які наведені в ДСТУ [2] для 57 населених пунктів України. Для інших населених пунктів кількість градусо-днів і тривалість опалювального періоду можна визначати за результатами метеорологічних спостережень, які наведені в роботі [3] чи в інших джерелах.

За наявними метеорологічними даними формують послідовності середньомісячних значень температури за холодний період року (з вересня по квітень). Ці послідовності описуються поліномами третього ступеню

$$\tau(t) = a_0 + a_1 t + a_2 t^2 + a_3 t^3, \quad (3)$$

де $a_0 \dots a_3$ – коефіцієнти, визначені шляхом побудови лінії тренду в Excel;

$\tau(t)$ – середньомісячна температура в момент часу t ;

t – час у днях, починаючи з 1 вересня.

З наведеного на рисунку 1 прикладу функції $\tau(t)$ для метеостанції Полтава видно, що поліном (3) з коефіцієнтами $a_0=18,0$; $a_1=0,238$; $a_2=1,36 \times 10^{-4}$; $a_3=4,54 \times 10^{-6}$ досить точно описує послідовність середньомісячних температур повітря.

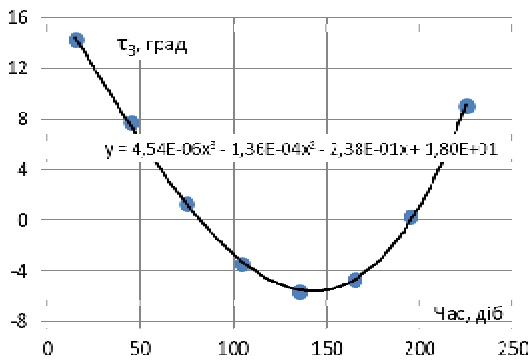


Рис. 1 – Зміни температури повітря протягом зими на метеостанції Полтава

Наявність апроксимуючої функції (3) з конкретними значеннями коефіцієнтів $a_0...a_3$ дозволяє визначити час початку t_{Π} та кінця t_{κ} опалювального періоду як корені рівнянь

$$\tau(t_{\Pi}) = 8^{\circ}\text{C}; \quad \tau(t_{\kappa}) = 8^{\circ}\text{C}, \quad (4)$$

які можна розв'язати в середовищі Microsoft Excel шляхом підбору за формулою (3).

Тривалість опалювального періоду дорівнює різниці часу його кінця t_{κ} та початку t_{Π}

$$t_0 = t_{\kappa} - t_{\Pi}. \quad (5)$$

Кількість градусо-днів опалювального періоду визначається як інтеграл по функції температури атмосферного повітря в межах опалювального періоду

$$G = \int_{t_{\Pi}}^{t_{\kappa}} [20 - \tau(t)] dt = 20t_0 - \int_{t_{\Pi}}^{t_{\kappa}} \tau(t) dt, \quad (6)$$

де врахована температура повітря в житловому приміщенні, яка згідно з [1] дорівнює $+20^{\circ}\text{C}$.

Підставивши функцію (3) до (6) і взявши визначений інтеграл у вказаних межах, отримуємо вираз для аналітичного визначення кількості градусо-днів опалювального періоду:

$$G = 20 t_0 - \frac{a_3 t_{\kappa}^4}{4} - \frac{a_2 t_{\kappa}^3}{3} - \frac{a_1 t_{\kappa}^2}{2} - a_0 t_{\kappa} + \frac{a_3 t_{\Pi}^4}{4} + \frac{a_2 t_{\Pi}^3}{3} + \frac{a_1 t_{\Pi}^2}{2} + a_0 t_{\Pi}, \quad (7)$$

який конкретизується для кожної метеостанції шляхом підстановки відповідних значень коефіцієнтів $a_0...a_3$.

В якості прикладу розглянемо дані метеостанції Полтава. Функція середньодобових температур наведена на рисунку 1, описується поліномом (3) та з коефіцієнтами, вказаними вище. Час початку й кінця опалювального періоду визначено шляхом підбору за рівняннями (3), (4). Отримано, що при $t_{\Pi} = 42$ доба $\tau(42) = 8,1^{\circ}\text{C}$, а при $t_{\kappa} = 222$ доба $\tau(222) = 8,0^{\circ}\text{C}$. Тривалість опалювального періоду складає $t_0 = 222 - 42 = 180$ днів, а кількість градусо-днів опалювального періоду за формулою (7) становить $G=3762$ гр-днів.

Близькість отриманих результатів до даних ДСТУ [2] ($t_0 = 178$ днів та $G=3702$ гр-днів) свідчить про можливість застосування та достатньо високу точність розробленої методики. Апробація на даних інших метеостанцій України підтвердила достатньо високу точність запропонованої методики визначення кліматичних параметрів опалювального періоду.

Оскільки в монографії [3] узагальнено метеорологічні дані понад 400 метеостанцій та метеопостів, використання запропонованої методики забезпечить досить точне визначення кліматичних параметрів опалювального періоду для оцінювання втрат тепла через огорожувальні конструкції будівель в різних населених пунктах України. Окрім того, підстановка до формули (7) нормативної температури внутрішнього повітря $t_{\text{в}} = +21^{\circ}\text{C}$ чи $t_{\text{в}} = +22^{\circ}\text{C}$, які відповідають вказівкам норм [1], дозволяє отримувати кількість градусо-днів опалювального періоду для оцінювання втрат тепла через огорожувальні конструкції навчальних закладів, закладів охорони здоров'я та дитячих дошкільних закладів.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-31:2016. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. – К., 2017. – 20 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.1–27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К., 2010. – 101 с.
3. Температурні впливи на огорожувальні конструкції будівель: монографія /В.А. Пашинський, Н.В. Пушкар, А.М. Карюк / – Одеса, 2012. –180 с.

СУЧАСНІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ ПОКРИТТЯ

Р.Р. Міщенко, А.Р. Міщенко *ст. гр. 501БП,*

Л.І. Стороженко, *проф., д-р техн. наук*

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Сучасне будівництво потребує створення нових прогресивно-економічних конструкцій. Ця проблема стосується усіх його напрямків, але надзвичайно гостро проявляється у зведенні конструкцій. Оскільки вони повинні задовільняти одночасно низку параметрів: міцність, жорсткість, легкість, енергоощадність, ресурсоекономність, виразність, естетичність тощо. Із-за таких причин у світі високою популярністю набули сталезалізобетонні конструкції.

Різновидом таких конструкцій є просторові структурні покриття, які являють собою системи перехресних ферм. Найчастіше їх використовують у вигляді плоских покриттів, але їм можна надавати й іншу форму. Їхні переваги і недоліки наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Переваги і недоліки сталезалізобетонних структурних покриттів

Переваги	Недоліки
1. Висока жорсткість. 2. Мала будівельна висота (1/16 -1/20 прольоту). 3. Стандартність елементів. 4. Надійність у разі локальних пошкоджень	Складність вузлів сполучення окремих її елементів, що приводить до підвищених витрат сталі та до труднощів при монтажі конструкцій

Розрахунок структурної конструкції складний, оскільки вона є багато разів статично невизначеною системою. Точний розрахунок структурних конструкцій у сучасних умовах виконують за допомогою ЕОМ, розглядаючи їх як просторові шарнірно-стрижневі системи, що дає змогу зробити їх більш простими при створенні та пришвидшити час їх проектування.

Перспективи застосування структурних систем диктуються можливістю їх поточного автоматизованого виготовлення на спеціалізованих заводах і використання індустріальних методів монтажу великими блоками.

Особливістю сталезалізобетонної структурної конструкції є те, що сталева решітка в ній працює сумісно із залізобетонною плитою, при цьому плита заміщує верхні стиснуті пояси перехресних ферм структури та виконує огорожуючі функції.

Сталезалізобетонне структурне покриття може будуватися як у збірному, так і в монолітному варіанті.

У монолітному варіанті структурну сталезалізобетонну плиту раціонально виготовляти в цілому за розмірами приміщення в плані. Плита виготовляється в перевернутому положенні на горизонтальній поверхні на будівельному майданчику після монтажу стрижневої арматури та встановлення опалубки тільки по її контуру.

При великопролітних покриттях доцільним є варіант, коли структурна плита збирається з окремих сталезалізобетонних секцій. При цьому можливі два варіанти, коли плита розділяється на лінійні, балкові конструкції або на окремі елементи – «кристали». Модель окремого лінійного елемента наведена на рисунку 1, а окремого «кристала» – на рисунку 2.

Перевагою збірних варіантів структурних сталезалізобетонних плит є те, що їх елементи можуть виготовлятися в заводських умовах. Зокрема, виготовлення складних вузлів з’єднання нижніх поясів та розкосів, яке здійснюється в заводських умовах, суттєво зменшує працевитрати й дає змогу підвищити якість робіт.

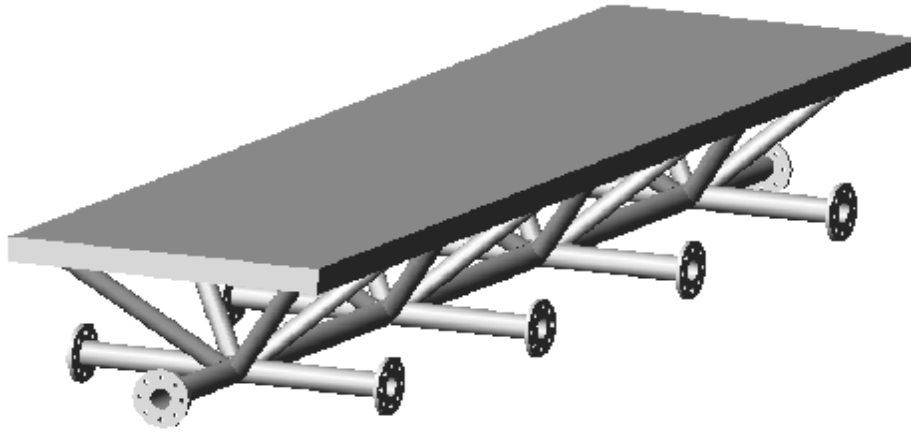


Рисунок 1 – Модель збірного лінійного елемента сталезалізобетонної структурної конструкції

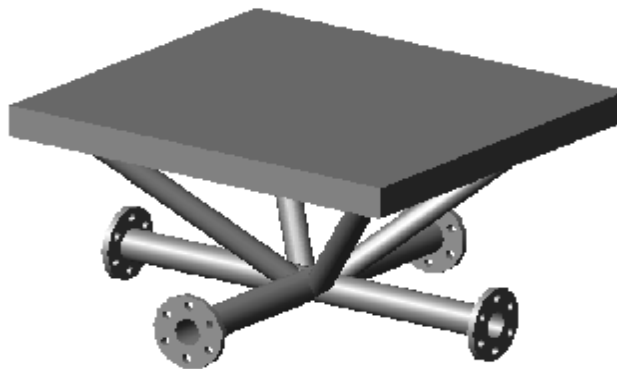


Рисунок 2 – Окремий елемент збірної сталезалізобетонної конструкції — «кристал»

Висновок: Використання сталезалізобетонних конструкцій у практиці проектування і будівництва дозволяє підвищити ефективність несучих будівельних конструкцій, знизити вартість, енерго-, трудовитрати та всі інші витрати при зведенні будівель і споруд. Сталезалізобетонні структурні конструкції покриття можуть мати різноманітну форму та окреслення. Кожна з конструкцій має свої особливості, але переваги порівняно з існуючими аналогічними покриттями для них є спільними. З розвитком комп'ютерних технологій зменшується час та трудомісткість у розрахунках структурних конструкцій, що призводить до спрощення і уточнення проектування, автоматизованого виготовлення і розширення масштабу застосування.

Список літератури

1. Стороженко, Л.І. Сталезалізобетонні каркаси багатороверхових будівель / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко О.В. Нижник, С.О. Мурза. – Полтава: ФОП Пусан А.Ф. , 2017. – 279 с.
2. Високоєфективні технології та комплексні конструкції в промисловому й цивільному будівництві / В.О. Онищенко, О.Г. Онищенко, С.Ф. Пічугін, Л.І. Стороженко, О.В. Семко, Ю.С. Слюсаренко, І.А. Ємельянова. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2011. – 520 с.
3. Гасій Г.М. Проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій покриття / Г.М. Гасій // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – К.: НДІБК, 2008. – Вип.70. – С. 269 – 277.
4. Стороженко Л.І. Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник, Г.М. Гасій, С.О. Мурза. - Полтава: АСМІ, 2008. - 262 с.
5. Гасій Г.М. Просторові статурно-вантові сталезалізобетонні конструкції / Г.М. Гасій.-Полтава:ТОВ «АСМІ», 2018.-347с.
6. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття / Л.І.Стороженко, Г.М.Гасій, С.А.Гапченко — Полтава: АСМІ, 2015 – 216 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІНИ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОСНОВ ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ

В.О. Яцишин, *магістр гр. БІ-17М*
А.А. Тихий, *канд. тех. наук, доцент*
Центральноукраїнський національний технічний університет

В роботі виконано моделювання за числовим методом граничних елементів осідання багатоповерхового монолітно-цегляного житлового будинку висотою 54 м з проведенням обробки результатів досліджень

Ключові слова: **грунтова основа, фундамент, деформації, напруження, амплітуда, згинальні моменти, горизонтальні деформації.**

На сьогодні, у зв’язку з швидким розвитком міст, з метою економії і ефективного використання території, усе частіше для будівництва обирають ділянки, які раніше вважалися непридатними для забудови. У більшості випадків такі ділянки є зсувонебезпечними, із складними інженерно-геологічними умовами і активними зсувними процесами. Будівництво в таких умовах висотних будинків з підземними приміщеннями потребує влаштування глибокого котловану, яке повинно відбуватись із умов збереження в початковому стані оточуючої забудови. Розробка глибокого котловану викликає суттєву зміну напружено-деформованого стану (НДС) навколишніх будівель і ґрунтового масиву, внаслідок чого схил може втратити стійкість. Окрім цього, на НДС системи «ґрунтовий масив – утримуючі конструкції» здійснюють вплив фундаменти будинку, що зводяться в котловані.

Суцільні монолітні залізобетонні плитні фундаменти широко використовуються при будівництві на слабких і неоднорідних ґрунтах багатоповерхових і малоповерхових будинків різного призначення.

На даний момент існує багато методів розрахунку захисних конструкцій котловану. Їх використання часто призводить до отримання істотно різних, суперечливих результатів. Розрахунок значно ускладнюється при врахуванні фундаментних та надземних конструкцій будівлі, що зводиться. Актуальні питання проектування інженерних захисних конструкцій котловану розглянуті в працях І.П. Бойка [1], М.Л. Зоценка [2].

Метою даної роботи дослідити вплив фундаментів будинку, що зводиться, на НДС утримуючих конструкцій котловану. Для досягнення поставленої мети за допомогою методу скінчених елементів виконано моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» при поетапному зведенні підземного приміщення в котловані.

Основна частина.

Досліджуваний об’єкт – багатоповерховий житловий комплекс з підземним паркінгом. Просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечується сумісною роботою вертикальних елементів каркасу (діафрагм жорсткості, колон, пілонів), горизонтальних дисків перекриттів і фундаментної плити. Під надземною частиною запроектовано чотирьохрівневу підземну автостоянку. Як наслідок, виникає необхідність розробки котловану, максимальна глибина відкопування якого складає 14м. Для забезпечення стійкості стінок котловану проектом передбачено влаштування огороження із розкріпленням його по висоті двома рівнями тимчасових горизонтальних розпірних конструкцій. Палі підпірної стінки виконуються із буронабивних паль діаметром 820 мм, кроком 1,2 м, довжиною 23 м з армуванням круглими просторовими арматурними каркасами. У верхній частині палі підпірної стіни об’єднані ростверком, що забезпечує їх сумісну роботу. Між палями влаштовується монолітна залізобетонна стіна-забірка.

У якості фундаменту будівлі порівнювались: фундаментна плита товщиною 1,5 м, пальова основа із палями довжиною 5 м та пальовий фундамент із палями довжиною 16 м.

Інженерно-геологічні умови майданчика

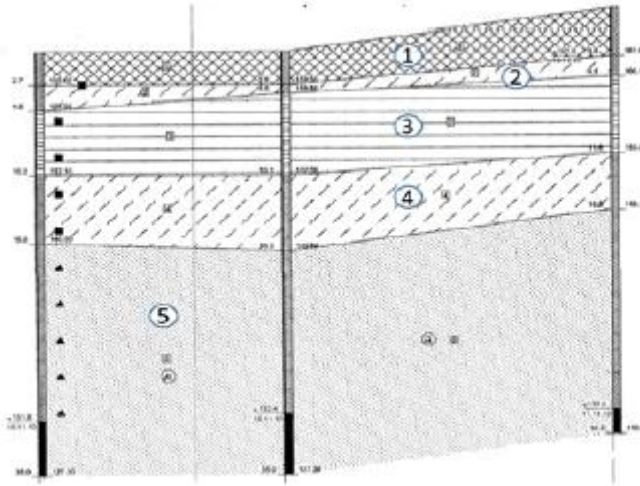


Рисунок 1. Інженерно-геологічний розріз

Основа будівлі представлена глинистими та піщаними ґрунтами (Рис.1). ПГЕ-1 – насипний ґрунт: супісок, суглинок із домішками будівельного сміття; ПГЕ-2 – супісок пластичний; ПГЕ-3 – глина пилувата, тверда; ПГЕ-4 – супісок твердий; ПГЕ-5 – пісок дрібний, щільний, неоднорідний. Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю двох водоносних горизонтів.

Скінчено-елементна модель. Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив – утримуючі конструкції» проводилось за допомогою методу скінченних елементів, що дало змогу врахувати поетапне зведення будівлі в котловані, визначити напруження і переміщення в усіх елементах системи, а також врахувати ефект підняття котловану. При цьому використовувалась пружнопластична модель ґрунту Кулона-Мора. Задача розв’язувалась в плоскій постановці. Розрахунок проводився в декілька етапів.

Скінченно-елементна модель включає ґрунтовий масив розміром 50×80 м, підземне приміщення, а також захисні конструкції огороження котловану. Характеристики жорсткості паль підірної стіни та конструктивних елементів будівлі були приведені з розрахунку на 1 м.п. Нижня частина розрахункової схеми, на відстані 20 м від подошви палі підірної стіни обмежена площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень. По бічних площинах на основу накладені в’язі, що перешкоджають нормальним до площин переміщенням. Розрахунок проводився із врахуванням поетапності влаштування відкопування котловану та підземного приміщення.

Основні результати

Розв’язувались три варіанти задачі: В1 – будинок на фундаментній плиті; В2 – будинок на пальовій основі; В3 – будинок на пальовому фундаменті. При цьому порівнювались горизонтальні переміщення та згинальні моменти в палях підірної стіни в залежності від виду фундаменту будівлі, що зводиться (Рис. 3).

Аналіз характеру епюр показує суттєву залежність значень моментів від конструктивного рішення фундаменту. Так, при варіанті В1 спостерігаються найбільші значення моментів у порівнянні із іншими варіантами. У варіантах В2 та В3 абсолютні значення моментів зменшуються на 23% та 38% відповідно. При варіантах фундаменту В2 і В3 горизонтальні переміщення U_x верху паль підірної стіни залишаються практично незмінними (Рис. 2), лише у варіанті В1 з фундаментною плитою зростають на 10%.

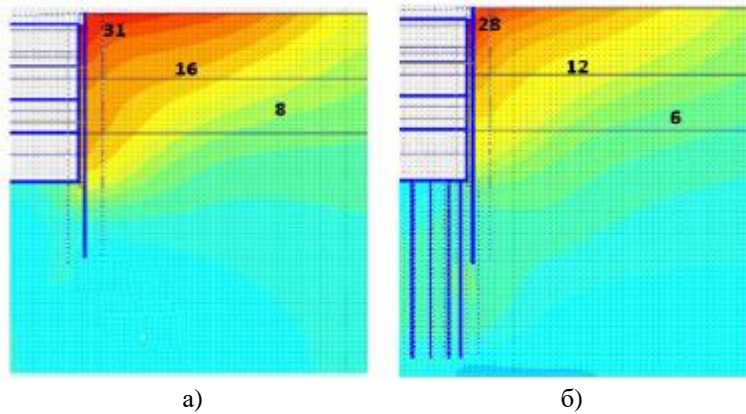


Рисунок 2. Ізополя переміщень U_x : а) будинок на фундаментній плиті; б) будинок на пальовому фундаменті

Це пояснюється тим, що у варіантах В2 і В3 навантаження передається палями на більш глибокі шари ґрунту, на відміну від варіанту В1, де навантаження від будівлі передаються через фундаментну плиту.

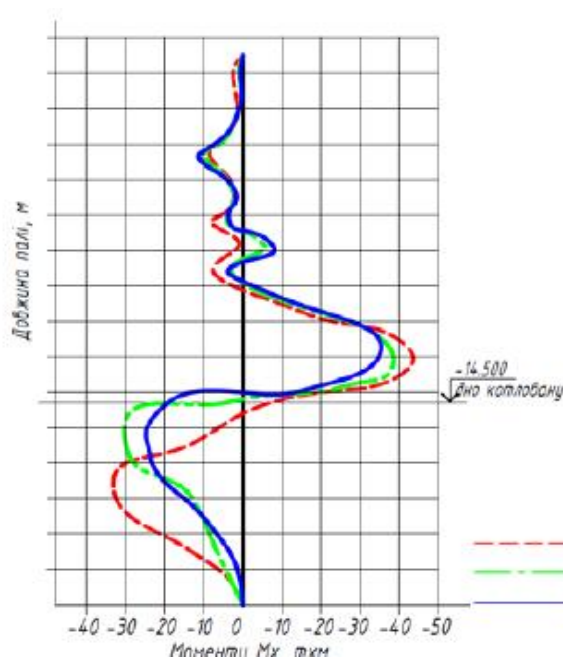


Рисунок 3. Зміна згинальних моментів в палі огороження котловану

Висновки

Встановлено, що фундамент будівлі, що зводиться в котловані, суттєво впливає на НДС утримуючих конструкцій та ґрунтового масиву. Збільшуючи значення абсолютних переміщень на 10-15%.

Виявлено, що при зміні фундаментних конструкцій будівлі, моменти в палях захисного огороження зменшуються на 23% при пальовій основі, на 38% при пальовому фундаменті у порівнянні з варіантом, коли навантаження від будівлі передаються безпосередньо через фундаменту плиту.

Збільшення товщини фундаментних плит призводить до незначного згладжування нерівномірності осідань.

У плоских плитах при максимальній товщині розподіл напружень більш рівномірний, максимальні згинальні моменти при збільшенні товщини плити збільшуються, а поперечні сили зменшуються. При більшій товщині плити поперечна сила менше і може сприйматись бетоном і монтажними каркасами.

Збільшення жорсткості будівлі призводить до меншої чутливості щодо зміни товщини фундаментної плити.

Товщина фундаментної плити, що забезпечує відсутність поперечного армування, не є оптимальною за вартістю та трудомісткістю.

Список літератури

1. Бойко І.П. Зміна напружено-деформованого стану при зведенні поруч нових будівель в умовах щільної міської забудови / І. П. Бойко, В. С. Носенко // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК – 2008 – Вип. 71. – Книга 1. – С. 370–376.
2. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву зсувного схилу / М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, М. О. Харченко, А. М. Виноградова, О.В. Костенко // Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 3(38). – Т. 1. – С. 160-169.
3. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: Учебное пособие, - М.:Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006, - 248с.
4. Долматов Б.И. Механика грунтов, основание и фундаменты, - Л.: Строиздат, 1988-416с.

УДК 336.717

ДОСЛІДЖЕННЯ РЕОЛОГІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ОСНОВ ПІД ДІЄЮ КРУГЛИХ ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ СИЛОСІВ

М.С. Копійка, магістр гр. БІ-17М
А.А. Тихий, канд. тех. наук, доцент
Центральноукраїнський національний технічний університет

Виконано оцінку величини осідання круглого плитного фундаменту та порівняно його з результатами розрахунку осідання за деформаціями основ згідно ДБН В.2.1-10-2009, шляхом варіювання способів врахування основи в розрахунковому комплексі Structure CAD.

Ключові слова: напружено-деформований стан, кінцевоелементна модель, об'ємні кінцеві елементи, коефіцієнти постелі

У сучасному проектуванні зустрічаються випадки моделювання надземної частини конструкції без урахування реальних геологічних умов.

Припустимо, що основа є абсолютно жорсткою. Це спрощення обумовлено простотою реалізації основи в розрахункових комплексах. Але такий підхід тягне за собою ряд помилкових результатів, так як характер поведінки конструкції на жорсткій основі і з урахуванням геологічних особливостей основи істотно відрізняється.

Створення найбільш точної розрахункової моделі, зокрема, з урахуванням основи, є першочерговим фактором, що впливає на адекватність отриманих результатів. Для будівель і споруд врахування основ має особливе значення, з огляду на високий ступінь їх відповідальності. Розрахункові моделі будівель і споруд повинні найбільш точно відображати характер їх взаємодії з ґрунтом основи. Моделі основ будівель і споруд розробляються з урахуванням особливостей

масиву ґрунту (його шаруватості, товщини і фізико-механічних властивостей). Ефектом від врахування ґрунтової основи доцільно знехтувати в разі якщо конструкція розташована на скельній основі і має невелику масу. Однак для конструкцій, розташованих на слабкій основі, важких конструкцій, висотних будівель і будинків підвищеної категорії відповідальності врахування основи необхідне.

У практиці проектування часто застосовуються спрощені моделі основ. Самою найпростішою є одноконстантна модель Вінклера. У цій моделі осадку точки основи пропорційна тиску в цій точці. Коефіцієнт постелі характеризує жорсткість пружинки, встановленої в кожному вузлі фундаментної плити. При розрахунку плит основи пружинки розподіляються рівномірно по площі плити. Деформації пружинок відбуваються незалежно один від одного, отже, модель не враховує розподільну здатність ґрунту. Для виправлення недоліків найпростішої моделі Вінклера було розроблено безліч її модифікацій - з двома або трьома коефіцієнтами постелі. В вітчизняній практиці найбільш поширена модель Пастернака з двома коефіцієнтами постелі [4]. Однак в сучасних розрахункових комплексах має місце також моделювання основи об'ємними кінцевими елементами. В даний час можливості обчислювальних комплексів дозволяють це зробити. При такому підході немає необхідності використовувати коефіцієнти постелі виконувався методом кінцевих елементів в проектно-обчислювальному комплексі Structure CAD 21.1.1.1 для одного круглого фундаменту.

Аналізувалися дві кінцевоелементні моделі фундаменту та отримані величини осідань порівнювалися з розрахунком осідання за деформаціями основ згідно ДБН В.2.1-10-2009:

- модель на пружній основі (з використанням коефіцієнтів постелі, С1 і С2);
- модель на пружній основі (з використанням об'ємних кінцевих елементів).

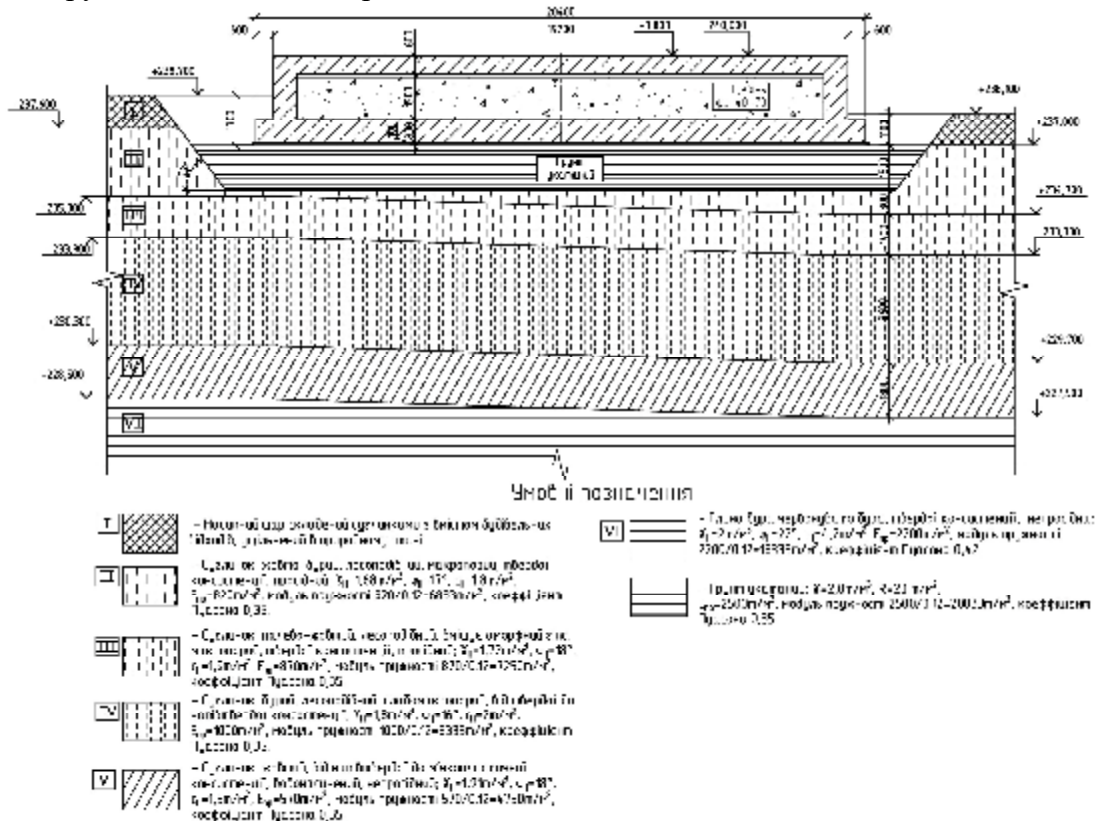


Рисунок 1 - Схема для розрахунку основи

Модель на пружній основі (з використанням коефіцієнтів постелі, С1 і С2, модель Пастернака) (рис. 2). У даній моделі на підставі геологічних даних, наведених на рис.1, були розраховані коефіцієнти постелі у С1 і С2 (С1 - коефіцієнт стиснення, вимірюваний в кг/см^3 або т/м^3 , що зв'язує інтенсивність вертикального відсічі ґрунту з його осіданням;

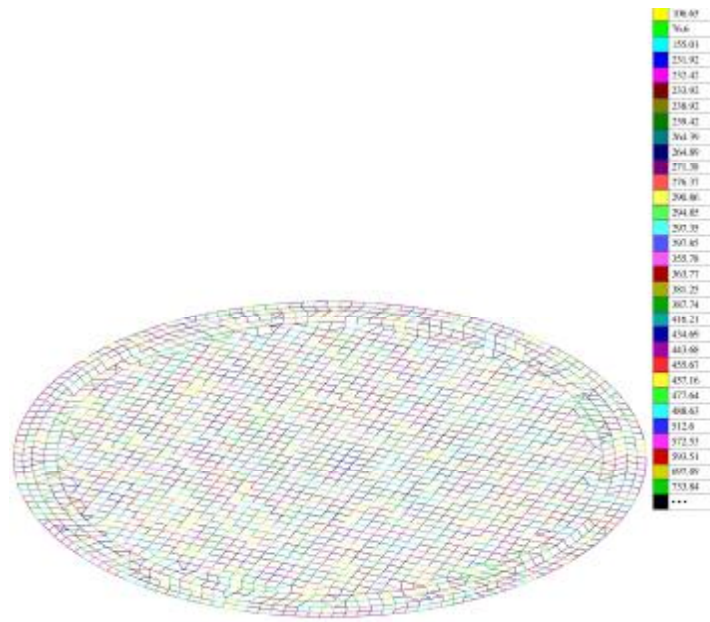


Рисунок 2 - Модель на пружній основі (з використанням коефіцієнтів постелі C1 і C2)

C2 - коефіцієнт зсуву, вимірюваний в кг/см або т/м, дає можливість виразити інтенсивність вертикальної сили зсуву).

Після отримання результатів коефіцієнтів постелі в SCAD 21.1.1.1 розрахункова схема перенаправляється в підпрограму Кросс (64-біт), версія: 21.1.1.1, де і проводиться розрахунок осідання.

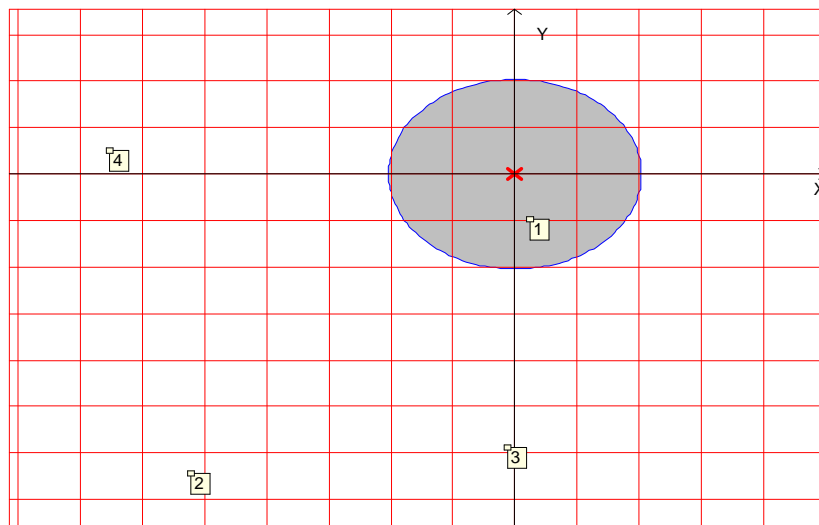


Рисунок 3 - .Схема ділянки

Таблиця 1 - Список ґрунтів

Найменування	Питома вага, Т/м ³	Модуль деформації, Т/м ²	Модуль пружності, Т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт т переущільнення	Тиск переущільнення, Т/м ²
Укатка	2	2500	20833,333	0,35	1	5
ПЕ-2	1,68	820	6833,333	0,35	1	5
ПЕ-3	1,72	870	7250	0,35	1	5
ПЕ-4	1,8	1000	8333,333	0,35	1	5
ПЕ-4(в)	1,837	570	4750	0,35	1	5
ПЕ-5	1,91	570	4750	0,35	1	5
ПЕ-6	2	2200	18333,333	0,42	1	5

Результати розрахунку

Мінімальне значення коефіцієнта постелі $0,068 \text{ Т/м}^3$

Максимальне значення коефіцієнта постелі $1214,685 \text{ Т/м}^3$

Середнє значення коефіцієнта постелі $458,446 \text{ Т/м}^3$

Середньоквадратичне відхилення коефіцієнта постелі $0,022$

Відмітка стискаючої товщі визначалась в точці з координатами $(0;0) \text{ м}$

Нижня відмітка стискаючої товщі в даній точці $224,76 \text{ м}$

Товщина шару стискаючої товщі в даній точці $12,24 \text{ м}$

Максимальне осідання $4,746 \text{ см}$

Середнє осідання $2,149 \text{ см}$

Крен фундаментної плити $0,001 \text{ град}$

Сумарне навантаження $2740,952 \text{ Т}$

Об’єм виямки ґрунту $-5,172 \times 10^{-13} \text{ м}^3$

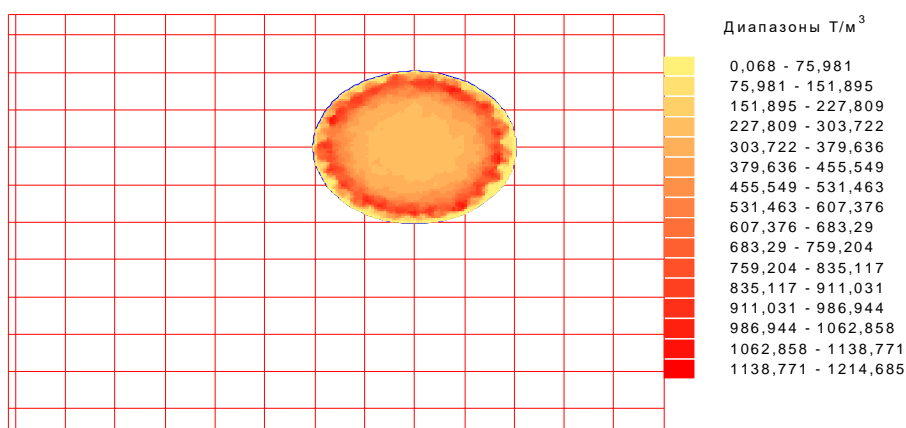


Рисунок 4.- Коефіцієнти постелі

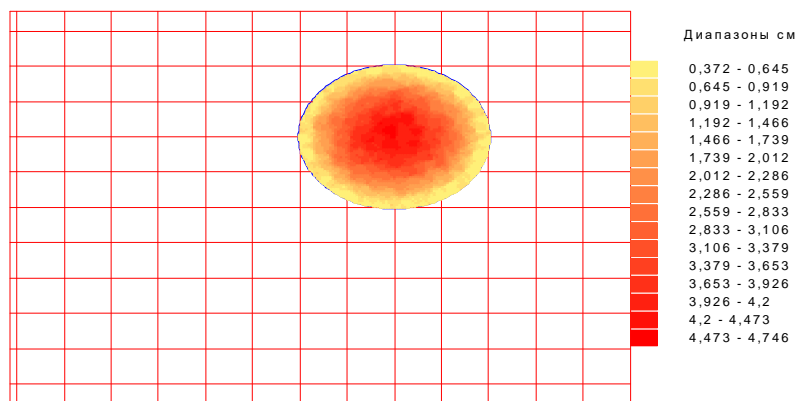


Рисунок 5 - . Осідання

Звіт сформований програмою Крос (64-біт), версія: 21.1.1.1 от 22.07.2015

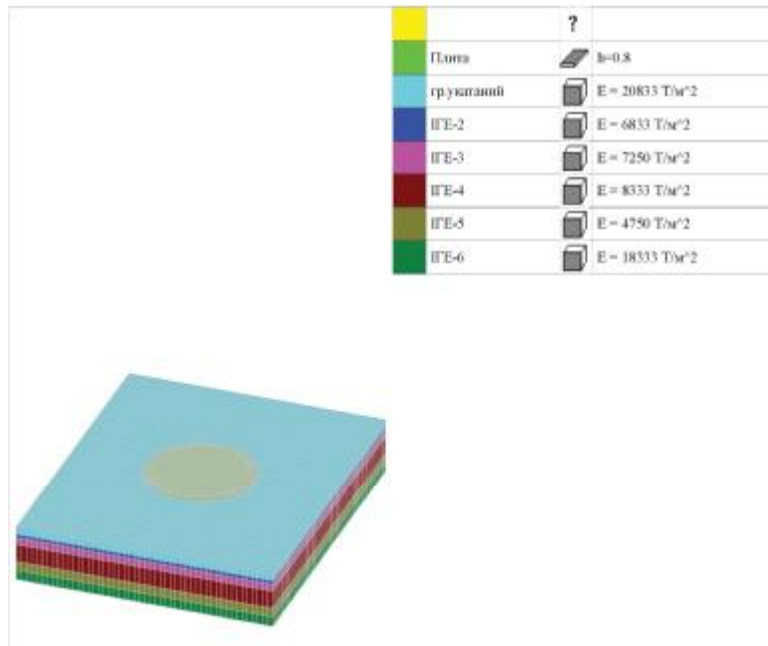


Рисунок 6 - Модель на пружній основі (з використанням об'ємних КЕ)

Модель на пружній основі (з використанням об'ємних кінцевих елементів) (рис. 6). У цій моделі ґрунтову основу створено за схемою лінійно-деформованого шару кінцевої товщини. Суть моделі полягає у введенні в схему лише верхніх стискаючих шарів, нижче яких ґрунт вважається нестисливим.

У зв'язку з тим, що в рамках проведеного аналізу більший інтерес викликає НДС конструкцій, а не розподіл напружень у пружному шарі ґрунту основи, виникає необхідність обмежувати розміри шару в плані, нехтуючи роботою тієї частини пружної основи, яка знаходиться на достатньому віддаленні від краю конструкції. Існує емпіричне правило, яке говорить про те, що досить включити в розрахункову схему пружний шар, який перебуває з кожної сторони від краю конструкції на відстані $L = H \dots 1,5 H$, де H - висота стиснутої товщини.

Статичний розрахунок моделі був виконаний в лінійній постановці. теоретичною основою розрахункового комплексу SCAD 21.1.1.1 є метод кінцевих елементів у формі методу переміщень. В результаті розрахунку були отримані наступні параметри: середнє переміщення вузлів основи.

При аналізі результатів розрахунку була виявлена найбільш несприятлива комбінація завантажень, в яку увійшли: постійні навантаження, навантаження від резервуарів, наповнених зерном, вітрова, снігова і експлуатаційне навантаження. Імовірність одночасної дії навантажень була врахована комбінацією поєднань навантажень.

Екстремальні значення параметрів, отриманих з урахуванням даної комбінації, наведені в табличній формі (мм.). Найбільше переміщення отримано 45,64мм.

-45,62	-41,29	-15,32	-10,99
-41,29	-36,96	-10,99	-6,66
-36,96	-32,63	-6,66	-2,33
-32,63	-28,3	-2,33	2,0
-28,3	-23,97	2,0	6,33
-23,97	-19,65	6,33	10,66
-19,65	-15,32	10,66	14,99

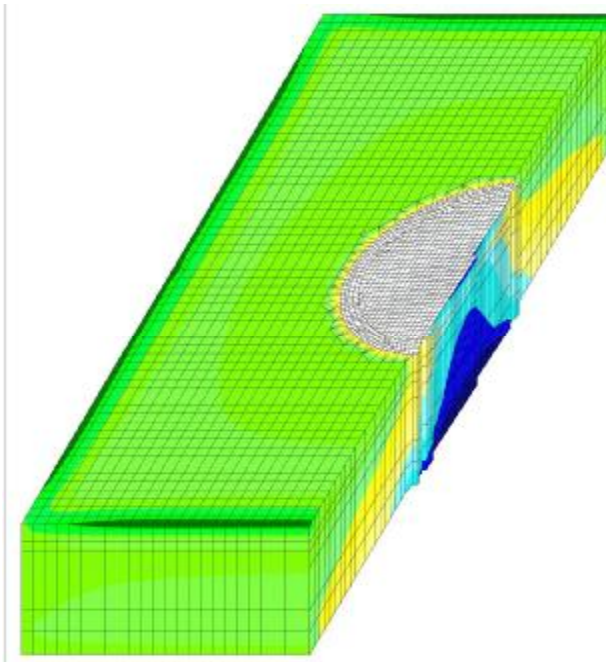


Рисунок 7 - Деформована схема конструкції на підставі з об’ємних КЕ

Виконано розрахунок осідання окремо розташованого фундаменту s з використанням розрахункової схеми у вигляді ліній-но-деформованого півпростору методом пошарового підсумовування згідно ДБН В.2.1-10-2009 в мною розробленому алгоритмі розрахунку осідань в програмі Excel.

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i}h_i}{E_{e,i}}, \quad (1)$$

β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, приймають не більше 0,4 ширини фундаменту;

n - кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;

$\sigma_{z\gamma,i}$ - середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви, на глибині z від підшви фундаменту;

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження;

$E_{e,i}$ - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності);

E_i і $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі.

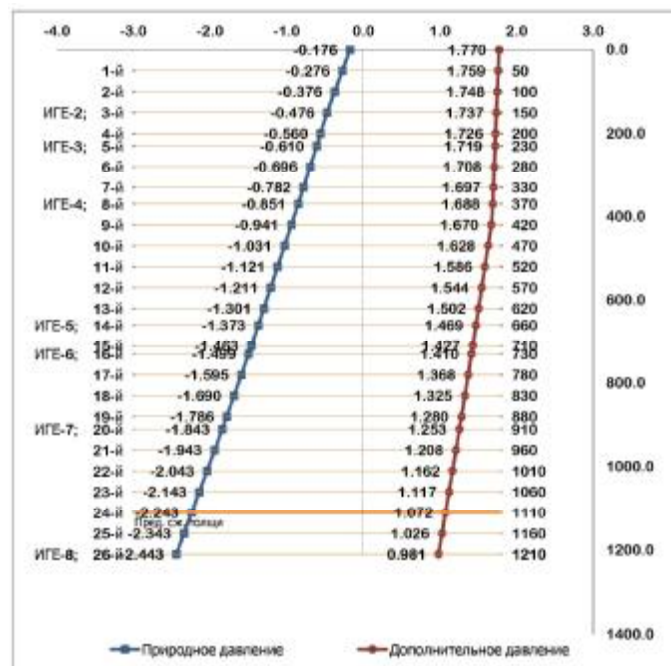
Розрахунок за деформаціями основ виконувався із метою обмеження абсолютних чи відносних переміщень об’єкта (фундаменту) сумісно з основою такими межами, за яких забезпечуються експлуатаційні якості та довговічність об’єкта, унеможливаються прояви недопустимих осідань, підйомів, кренів, змін проектних рівнів і положень конструкцій, розладнання їх з’єднань тощо. Результати розрахунку наведені в табличній формі.

Таблиця 2 - Результати розрахунку осідання згідно ДБН В.2.1-10-2009

Номер	Глибина от подошвы слоя z (см.)	m=2z/b	γ (кг/см ³)	α	$P\delta z = \gamma s b^2 h + \sum \gamma_i h_i$ (кг/см ²)	$k^* P_{\delta z}$	$Pz = \alpha(P_{\text{рас}} - P\delta z)$ (кг/см ²)	$P_{sr,i}$ (кг/см ²)	Ei (кг/см ²)	h_i (см)	Si (см.)
-	0	0	0.00160	1	0.176	0.088	1.770	1.764471	250	50	0.28232
1	50	0.049	0.00200	0.99375	0.276	0.138	1.759	1.753413	250	50	0.28055
2	100	0.098	0.00200	0.98751	0.376	0.188	1.748	1.742344	250	50	0.27877
3	150	0.147	0.00200	0.98124	0.476	0.238	1.737	1.731274	82	50	0.84452
4	200	0.196	0.00200	0.975	0.576	0.290	1.726	1.720205	82	50	0.5043
5	230	0.2255	0.00200	0.97125	0.610	0.305	1.719	1.713581	87	50	0.78275
6	280	0.2745	0.00200	0.965	0.696	0.348	1.708	1.702523	87	50	0.78275
7	330	0.3235	0.00200	0.95875	0.782	0.391	1.697	1.691465	87	40	0.62255
8	370	0.3627	0.00200	0.95276	0.851	0.426	1.688	1.680407	87	50	0.6756
9	420	0.4118	0.00200	0.94331	0.941	0.471	1.670	1.669349	87	50	0.64275
10	470	0.4608	0.00200	0.93366	1.031	0.516	1.628	1.658291	87	50	0.65049
11	520	0.5098	0.00200	0.92402	1.121	0.561	1.586	1.647233	87	50	0.64275
12	570	0.5588	0.00200	0.91238	1.211	0.606	1.544	1.636175	87	50	0.62501
13	620	0.6078	0.00200	0.90074	1.301	0.651	1.502	1.625117	87	50	0.60927
14	660	0.6471	0.00200	0.88977	1.373	0.687	1.469	1.614059	87	40	0.47558
15	710	0.6961	0.00200	0.87813	1.463	0.732	1.427	1.603001	57	50	1.01598
16	730	0.7157	0.00200	0.87667	1.493	0.750	1.410	1.601943	57	20	0.3957
17	780	0.7647	0.00200	0.87033	1.583	0.797	1.368	1.590885	57	50	0.97457
18	830	0.8137	0.00200	0.86224	1.680	0.845	1.326	1.579827	57	50	0.94516
19	880	0.8627	0.00200	0.85224	1.786	0.893	1.280	1.568769	57	30	0.55328
20	910	0.8822	0.00200	0.84723	1.843	0.922	1.253	1.567711	220	50	0.22567
21	960	0.9412	0.00200	0.84222	1.943	0.972	1.208	1.556653	220	50	0.21543
22	1010	0.9902	0.00200	0.83662	2.043	1.022	1.162	1.545595	220	50	0.20719
23	1060	1.0392	0.00200	0.83102	2.143	1.072	1.117	1.534537	220	50	0.19895
24	1110	1.0882	0.00200	0.80542	2.243	1.122	1.072	1.523479	220	50	0.19071
25	1160	1.1373	0.00200	0.87976	2.343	1.172	1.026	1.512421	220	50	0.18248
26	1210	1.1863	0.00200	0.55416	2.443	1.222	0.981	1.501363	220	50	0.18248
27	0	0	0.00000	0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0
28	0	0	0.00000	0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0
29	0	0	0.00000	0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0
30	0	0	0.00000	0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0

Підземне сжимаємія толщя, (см.) - 11 3.00

Осідання складалається, (см.) 13.695

Рисунок 8 - Ешюри від зовнішнього навантаження σ_{zp} та вертикальне напруження від власної ваги ґрунту σ_{zy}

Висновок

Порівняння результатів розрахунку осідань фундаменту показало, що врахування геологічних особливостей основи є визначальним фактором при аналізі НДС фундаменту. Особливий вплив цей фактор робить на переміщення вузлів фундаменту і напруги в конструктивних елементах.

Порівняння результатів осідання фундаменту показали наступні значення: модель на пружній основі (з використанням коефіцієнтів постелі, C1 і C2) - 4,746 см; модель на пружній основі (з використанням об'ємних кінцевих елементів) - 4,564 см; осідання за деформаціями основ згідно ДБН В.2.1-10-2009 - 13,695 см.

Аналізуючи способи врахування основи, можна зробити висновок, що модель з використанням коефіцієнтів постелі відрізняється простотою реалізації, в той час як модель

конструкції з основою з об’ємних кінцевих елементів більш трудомістка, але дозволяє за допомогою деформованих схем з певною точністю спрогнозувати поведінку конструкції в реальних геологічних умовах із заданими навантаженнями.

Отже, врахування основи при моделюванні залізобетонних конструкцій має місце бути і є найважливішим фактором, що впливає на НДС конструкції.

З отриманих результатів, значення осідання фундаменту за чисельними моделюваннями становить – 4,746см. та 4,564см., а за розрахунками ДБН склали – 13,695см, що майже в 3 рази більше.

Список літератури

1. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Факт, 2005. – 344 с.
2. Герсеванов Н. М. Основы динамики грунтовой массы / Н. М. Герсеванов. – М., изд. 1931. – 504 с.
3. ДБН В.1.2.-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 78 с.
4. Пастернак П. Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. – Л. : Типогр. № 2 Гос. изд. по строит. и архитект., 1954. – 54 с.
5. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 600 с.
6. Нормы проектирования атомных станций. ПНАЭ Г-5-006-87 / Госатомнадзор СССР. – М. : 1988. – 39 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

Д.С. Лагоднюк, магістр гр. БІ-17М

А.А. Тихий, канд. тех. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

В статті виконано огляд проблеми дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних плит перекриттів з урахуванням їх просторової роботи для оцінки технічного стану з урахуванням експлуатаційних факторів.

Ключові слова залізобетонні плити перекриття, просторова жорсткість, деформації, напруження, амплітуда, згинальні моменти, горизонтальні деформації.

Більшість будівель і споруд, які експлуатуються протягом тривалого часу в умовах вимушених деформацій мають складний напружено-деформований стан. При виконанні перевірочних розрахунків у разі їх обстеження неодмінно постає проблема вибору адекватної розрахункової моделі конкретної конструкції або будівлі в цілому. Просторова жорсткість будівель і споруд забезпечується дисками перекриттів. Перекриття призначені для сприйняття вертикальних навантажень, перерозподілу зусиль при дії горизонтальних навантажень.

Просторова жорсткість будівель і споруд забезпечується дисками перекриттів. Перекриття призначені для сприйняття вертикальних навантажень, перерозподілу зусиль при дії горизонтальних навантажень.

Найбільш масовими є залізобетонні багатопустотні плити перекриттів. Їх широке застосування визначається високою міцністю та жорсткістю при невеликій висоті перерізу, високим рівнем заводської готовності.

Експериментальні та теоретичні дослідження роботи збірних перекриттів свідчать про складність і неоднозначність напружено-деформованого стану. Більшість дослідників схиляються до того, щоб приймати збірні перекриття у своїй площині абсолютно жорсткими. Між тим існують численні дослідження, які показали, що жорсткість збірних перекриттів у своїй площині має кінцеві значення і в основному залежить від конструкції плит і способу їх сполучення. Проте до теперішнього часу немає досить обґрунтованих розрахункових моделей для оцінки фактичної інтегральної жорсткості збірного перекриття при деформації.

Фактичні умови роботи конструкції істотно залежать від конструктивних, експлуатаційних чинників та змінюються в часі. До сьогоднішнього часу немає досить обґрунтованих рекомендацій до скінченно-елементного моделювання залізобетонних перекриттів, тому не повною мірою враховується реальне просторове розподілення зусиль і деформацій між підсистемами каркасу такими як повздовжні і поперечні рами, діафрагми жорсткості, затиснені в дисках перекриттів і деформація збірного диска перекриття. Між тим нині пред'являються усе більш жорсткі вимоги до економічної ефективності конструктивних рішень. Особливу важливість в період зниження об'ємів капітального будівництва мають питання безпечної експлуатації та реконструкції існуючих будівель і споруд.

Основна частина.

Для розрахунків будівель і споруд нині існують два основні шляхи визначення напружено-деформованого стану - аналітичними і чисельними методами.

Теоретичні основи аналітичних методів в сучасній постановці принципово були розроблені в 30-40 роки. Вони ґрунтуються на методах будівельної механіки стержневих систем, теорії пружності та теорії складених стержнів для плоских і об'ємних конструкцій. Завдання зводиться до складання і рішення систем рівнянь - алгебраїчних або диференціальних.

За допомогою аналітичних методів створені розрахункові таблиці та графіки, що полегшують визначення напружено-деформованого стану окремих конструкцій і їх систем. На основі цих методів розроблені вказівки, інструкції і рекомендації, що враховують особливості

різних типів будівель і споруд і до останнього часу вживають для їх розрахунку. Аналітичні методи є також однією з теоретичних складових чисельних методів.

Чисельні методи включають, наприклад, матричний метод розрахунку стержневих систем [1], метод сіток для розрахунку плоских і об’ємних конструкцій, метод стержневої апроксимації суцільних систем [2,3], метод скінченних елементів (МСЕ), придатний для розрахунків будь-яких конструкцій [5]. Основна перевага чисельних методів полягає в їх універсальності, тобто придатності розрахункам любых конструкцій, незалежно від навантажень, граничних умов, локальних і різких змін жорсткісних характеристик та ін.

Найбільший розвиток отримали методи з фізичною дискретизацією, оскільки вони наочніше відбивають дійсну роботу споруди. При цьому розбиття плоских і просторових конструкцій по МСЕ краще моделює їх реальні властивості, чим представлення континууму за допомогою стержневих систем. Плоскі та просторові скінченні елементи мають велику кількість ступенів свободи, і, отже, вимагають для їх опису більш високого порядку систем лінійних рівнянь. Тому спочатку розвивався метод стержневої апроксимації [6], у якому отримані в результаті дискретизації стержневі системи вирішувалися класичними методами будівельної механіки.

Основні результати

За конструктивною схемою перекриття можна розділити: на балочні, безбалочні; по технологічному процесу - монолітні, збірно-монолітні, збірні. У багатоповерхових будівлях зі збірним каркасом в основному застосовують багатопустотні та ребристі плити типу П і 2Т. У старих будівлях зустрічаються шатрові перекриття, рідше суцільні плити перекриттів. Класифікують плити перекриття за різними ознаками: типами обпирання плит на несучу конструкцію, товщині плит, наявності та розміщенню пустот. Але в основному розділяють три їх види: пустотні плити, ребристі та монолітні.

Пустотні плити широко застосовуються для облаштування міжповерхових перекриттів. Вони застосовуються для будівництва каркасних будівель, великопанельних будівель, будівель із стінами з цегли, каменів і блоків. За рахунок повітряних порожнин пустотні плити мають хороші теплоізоляційні та звукоізоляційні властивості в порівнянні з іншими видами плит.

В процесі будівництва застосування пустотних плит в порівнянні з монолітним бетонуванням перекриттів обумовлене наступними перевагами:

- наявність пустот в плитах перекриттів дозволяє поліпшити рівень звукоізоляції;
- пустоти істотно знижують навантаження на фундамент будівлі, оскільки вага будівельних конструкцій менша;
- пустоти в пустотній плиті дозволяють проводити приховане прокладення різних комунікацій (електричні кабелі, сигналізація і так далі).

У будівництві житлових, громадських і виробничих будівель знайшли найширше застосування залізобетонні багатопустотні плити перекриттів з наступними параметрами і розмірами [4]:

1ПК – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 159 мм, призначені для обпирання по двох сторонах;

1ПКТ – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 159 мм, призначені для обпирання по трьох сторонах;

1ПКК – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 159 мм, призначені для обпирання по чотирьох сторонах;

2ПК – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 140 мм, призначені для обпирання по двох сторонах;

2ПКТ – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 140 мм, призначені для обпирання по трьох сторонах;

2ПКК – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 140 мм, призначені для обпирання по чотирьох сторонах;

3ПК – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 127 мм, призначені для обпирання по двох сторонах;

3ПКТ – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 127 мм, призначені для обпирання по трьох сторонах;

3ПКК – завтовшки 220 мм із круглими пустотами діаметром 127 мм, призначені для обпирання по чотирьох сторонах;

4ПК – завтовшки 260 мм із круглими пустотами діаметром 159 мм і вирізами у верхній зоні по контуру, призначені для обпирання по двох сторонах;

5ПК – завтовшки 260 мм із круглими пустотами діаметром 180 мм, призначені для обпирання по двох сторонах;

6ПК – завтовшки 300 мм із круглими пустотами діаметром 203 мм, призначені для обпирання по двох сторонах;

7ПК – завтовшки 160 мм із круглими пустотами діаметром 114 мм, призначені для обпирання по двох сторонах.

Координаційні розміри плит повинні відповідати даним [4], наведеним у таблиці. 1. та на рис. 1– 3.

Таблиця 1 - Параметри та розміри плит згідно [4]

Тип плити	Номер рисунка плити	Координаційні розміри плити, мм	
		Довжина	Ширина
1ПК 2ПК 3ПК	2.1а	Від 2400 до 6600 включно з інтервалом 300, 7200, 7500	1000, 1200, 1500, 1800, 2400, 3000, 3600
1ПК		9000	1000, 1200, 1500
1ПТК 2ПТК 3ПТК	2.1б	Від 3600 до 6600 включно з інтервалом 300, 7200, 7500	Від 2400 до 3600 включно з інтервалом 300
1ПКК 2ПКК 3ПКК	2.1в	Від 2400 до 3600 включно з інтервалом 300	Від 4800 до 6600 включно з інтервалом 300, 7200
4ПК	2.2	Від 2400 до 6600 включно з інтервалом 300, 7200, 9000	1000, 1200, 1500
5ПК	2.1а	6000, 9000, 12000	1000, 1200, 1500
6ПК	2.1а	12000	1000, 1200, 1500
7ПК	2.1а	Від 3600 до 6300 включно з інтервалом 300	1000, 1200, 1500, 1800
ПГ	2.3	6000, 9000, 12000	1000, 1200, 1500

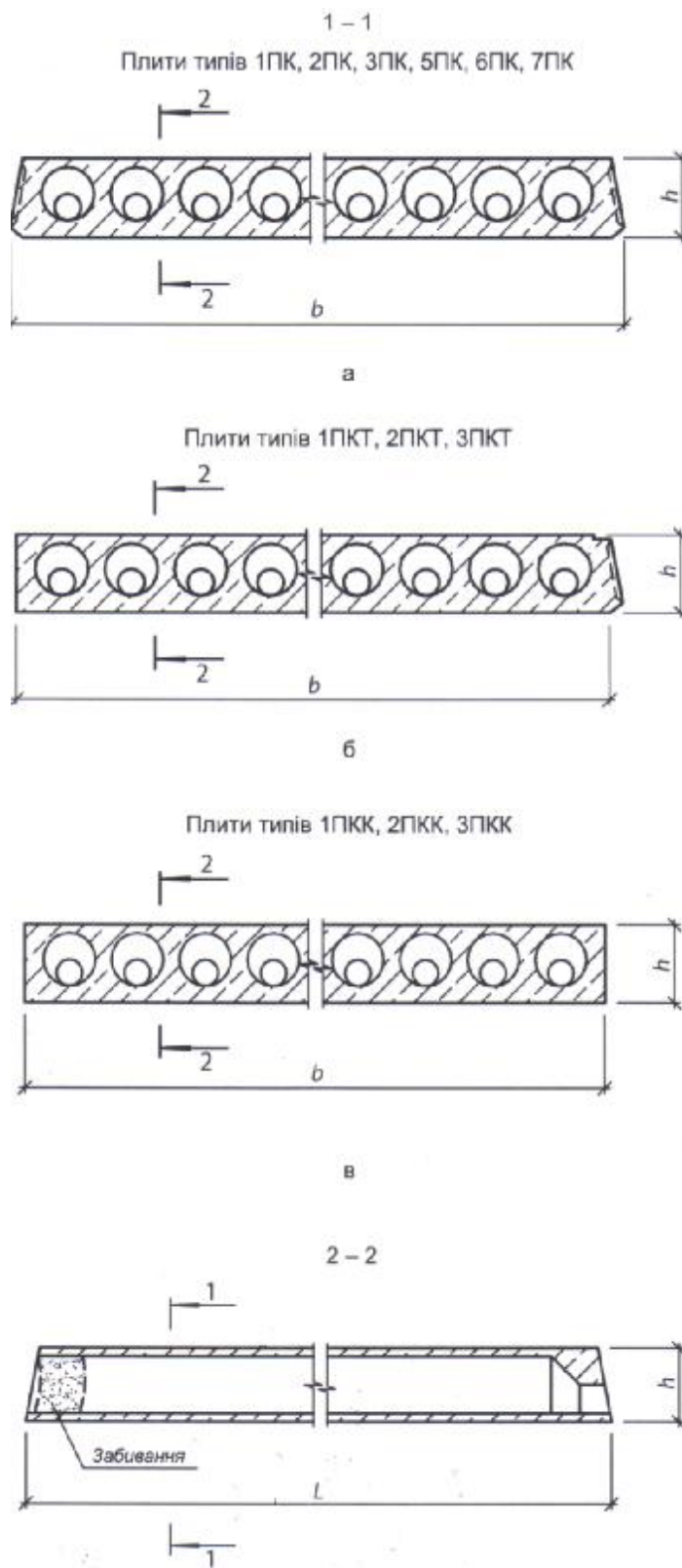


Рисунок 1 – Типи плит

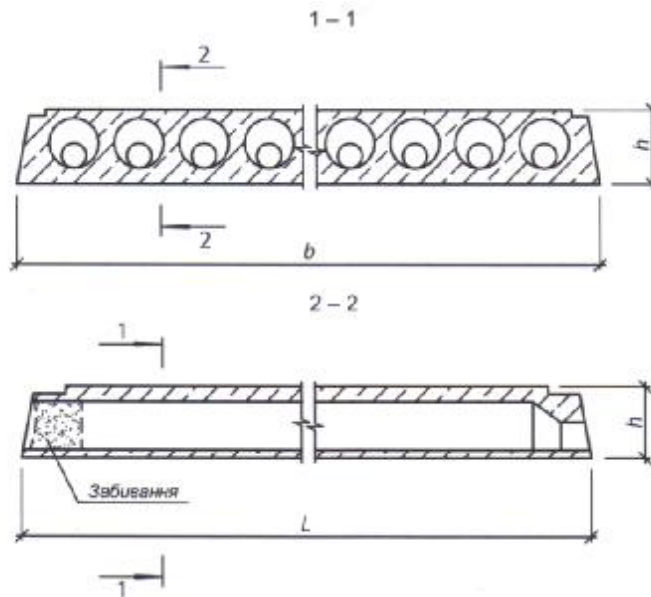


Рисунок 2 – Плита типу 4ПК

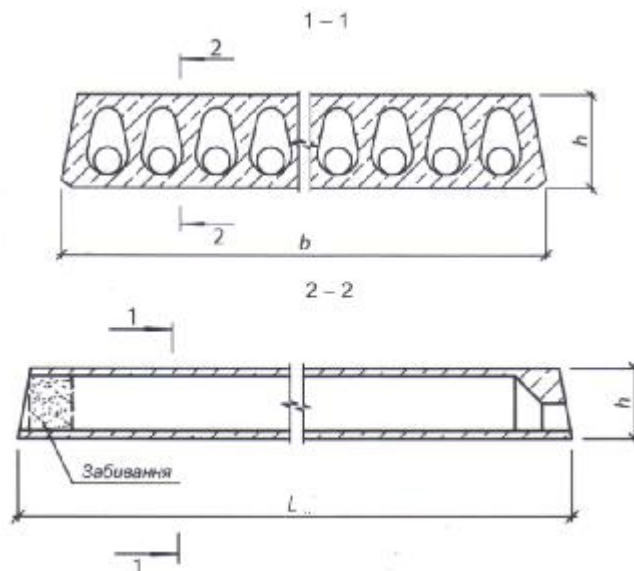


Рисунок 3 – Плита типу ПГ

За довжину плит приймаються: розміри сторони плити, що не спирається на несучі конструкції будівлі – для плит, що призначені для обпирання по двох або трьох сторонах. Менший із розмірів плити в плані – для плит, що призначені для обпирання по контуру.

Висновки

Експериментальні та теоретичні дослідження роботи збірних перекриттів свідчать про складність і неоднозначність напружено-деформованого стану. При виконанні перевірочних розрахунків у разі їх обстеження неодмінно постає проблема вибору адекватної розрахункової моделі конструкції перекриття або будівлі в цілому.

Фактичні умови роботи конструкції істотно залежать від конструктивних, експлуатаційних чинників та змінюються в часі. До сьогоднішнього часу немає досить обґрунтованих рекомендацій до скінченно-елементного моделювання залізобетонних перекриттів.

Список літератури

1. Азизов Т. Н. Учёт пространственной работы при оценке эксплуатационной надёжности перекрытий / Т. Н. Азизов // Будівельні конструкції. Міжвідочий науково-технічний збірник. Вип. 51. – К.: НДІБК, 1999. – С. 258–264.

2. Айвазов Р. Л. Жесткость железобетонных панелей на кручение и ее влияние на напряженно-деформированное состояние сборной плиты, опертой по контуру: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / МИСИ им. В. В. Куйбышева. / Р. Л. Айвазов. – М., 1980. – 22 с.
3. Банах В. А. Формирование баз данных о сборных железобетонных конструкциях для использования при их обследовании / В. А. Банах, А. И. Марков, А. И. Федченко, Е. Н. Фостащенко // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – № 3. – С. 24–26.
4. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. ДСТУ Б В.2-6-53:2008. [Чинний з 2010-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 23 с.
5. Шагин А. Л. Расчет железобетонных плит и оболочек методом интегрального модуля деформаций / А. Л. Шагин, В. М. Бондаренко, И.А. Тимко, – Харьков: 1967. – 132с.
6. Klymov Y. New Design Models of the Shear Strength of Reinforcement Concrete Member / Structural Concrete – The Bridge Between People, fib Symposium, Vol. 1, Viacon< Prague. 1999, pp. 319-324.

УДК 336.717

ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ БАГАТОШАРОВИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

В.В. Беженуца, магістр гр. БІ-17М

А.А. Тихий, канд. тех. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

В статті виконано огляд сучасного стану досліджень по вирішенню проблеми розробки ефективних багатошарових полегшених залізобетонних плит перекриття, в яких забезпечується сумісна робота різних шарів.

Ключові слова: напружено-деформований стан, несуча здатність, математичне моделювання, багатошарова плита перекриття.

На сьогодні в сучасному будівництві з монолітного чи збірною залізобетону переважна кількість усіх навантажень складає власна вага конструкцій. Зменшуючи її ми одночасно полегшуємо споруду, зменшуємо навантаження на фундаменти та несучі елементи і цим самим робимо будівлю більш економічно доцільною та ефективною.

Використання в перекриттях легких бетонів із ефективними вставками може значно зменшити власну вагу конструкцій, що призведе до економії людських та технологічних ресурсів, матеріалів та енергоефективності будівлі в цілому. За рахунок таких конструктивних рішень зменшуються навантаження на основні конструктивні несучі елементи - фундаменти, колони, стіни, перекриття, значно зменшується вплив сейсмічної складової навантаження, на будівельний майданчик необхідно транспортувати менше матеріалів, що економить транспортні витрати та дозволяє зменшити площі тимчасового складування на будівельному майданчику.

Зменшення власної ваги плит перекриття при реконструкції існуючих будівель та споруд дозволяє зменшити витрати на посилення фундаментів, скороти час виконання робіт. Конструкцію перекриття із багатошарових полегшених плит можна адаптувати під будь-який проект реконструкції чи нового будівництва.

При будівництві нових споруд та під час реконструкції існуючих промислових та цивільних будівель і споруд дуже часто виникає проблема подачі бетону у важкодоступні приміщення. Використання у таких випадках невеликих за розміром збірних багатошарових полегшених елементів перекриття може значно спростити задачу по влаштуванню збірною залізобетонного перекриття. Такі згинані багатошарові елементи можуть монтуватися ручним

способом по наперед встановлених несучих балках у будь-яких приміщеннях за рахунок мобільності та простоти.

Потреба у використанні багатошарових плитних конструкцій перекриття у сучасному проектуванні та будівництві виникає не тільки під час реконструкції вже існуючих будівель та споруд громадського і промислового призначення, а і при проектуванні конструкцій перекриття у нових будівлях та спорудах, оскільки на сучасному етапі розвитку економіки на перший план виходить необхідність використання легких конструкцій перекриття із хорошими енергоефективними та звукоізоляційними властивостями.

В будівельній практиці все частіше застосовуються багатошарові залізобетонні конструкції перекриття. При раціональному виборі складу різних шарів з легких бетонів по висоті плити перекриття можуть бути створені багатошарові полегшені конструкції з відмінними конструктивними, енергоефективними та звукоізоляційними властивостями, при цьому мати суттєву меншу вагу у порівнянні із традиційними перекриттями. Використання багатошарових будівельних конструкцій з легких бетонів та пористих заповнювачів дозволяє отримати сучасні полегшені енергоощадні конструктивні рішення в будівництві, які задовольняють поточні потреби галузі та пов'язані із зменшенням власної ваги конструкцій. Ефективність легких бетонів особливо збільшується при їх комплексному застосуванні разом з важким бетоном або пустотоутворюючими вставками.

В сучасному будівництві перекриття будинку зазвичай є комплексною конструкцією, що складається з основної конструктивної частини (наприклад, залізобетонні збірні або монолітні балки і плити) та необхідних, згідно нормативних та експлуатаційних вимог, теплоізоляційних і звукоізоляційних шарів в конструкції підлоги. Традиційні несучі одношарові конструкції плит вже не у повній мірі задовольняють сучасні економічні критерії промислового виробництва та монтажу на будівельному майданчику. Масове практичне застосування таких конструкцій у практиці будівництва затримується через недостатнє вивчення їх роботи та відсутності єдиної методики виготовлення. Відсутня також надійна методика розрахунку багатошарових конструкцій плит перекриття з легкого бетону, а також монококових керамзитобетонних із пустотоутворюючими вставками.

У діючих нормативних документах розрахунок багатошарових конструкцій не розглядається, тому що на сьогодні вони недостатньо досліджені, існуючі методики потребують пристосування для таких конструкцій, що можливе після їх глибокого вивчення. Для широкого застосування багатошарових залізобетонних конструкцій перекриття потрібні комплексні експериментально-теоретичні дослідження їх роботи під дією зовнішнього навантаження на основі яких розробка методик розрахунку.

Насьогодні досить актуальним залишається питання вибору оптимальної методики виготовлення багатошарових залізобетонних плит перекриття як на будівельному майданчику, так і в заводських умовах на існуючих підприємствах будівельної галузі.

Основна частина.

Власна вага є надзвичайно серйозним фактором, який впливає на вартість будівельно-монтажних робіт та на об'єми будівельних матеріалів, які потрібно закласти у несучі конструкції споруди для забезпечення надійної і безпечної експлуатації. Технічне вирішення полягає у створенні плити, яка містить шар легкого бетону або заміни пустотоутворюючими вставками масивного бетону у середині монолітного перекриття і в зменшенні власної ваги за рахунок використання керамзитобетону чи іншого легкого бетону, які мають меншу густину у порівнянні із важким бетоном. При цьому важливим є ефективне армування конструкції, враховуючи особливості роботи багатошарового елемента.

Запропоновані панелі є монококовими залізобетонними конструкціями із пустотоутворюючими вставками. Системи "РАМПА", "ДОБОЛ" та "ІКАР" [1] являють собою збірні конструкції дисків перекриття, а система "МОНОФАНТ"[2] з успіхом використовується у монолітному будівництві і дозволяє створювати конструкції різних нестандартних геометричних форм та розмірів, що забезпечує якісне використання простору при вирішенні задач по об'ємно-планувальних рішеннях. Приклад виконання перекриття системи "ІКАР" зображено на рис. 1.

Прикладом застосування технології полегшених залізобетонних конструкцій перекриття в Україні в м. Харків можна назвати реконструкцію перекриття офісної будівлі на пл. Конституції.

У м. Львові к.т.н. Мельником І.В [6] було проведено проектування та реконструкцію промислової будівлі під торгово-готельний комплекс. Було виконано заміну зруйнованого дерев’яного перекриття горіщного поверху на монолітне залізобетонне з важкого бетону із пінополістерольними вставками. В результаті такого рішення власна вага перекриття зменшилась на 32,4 %.

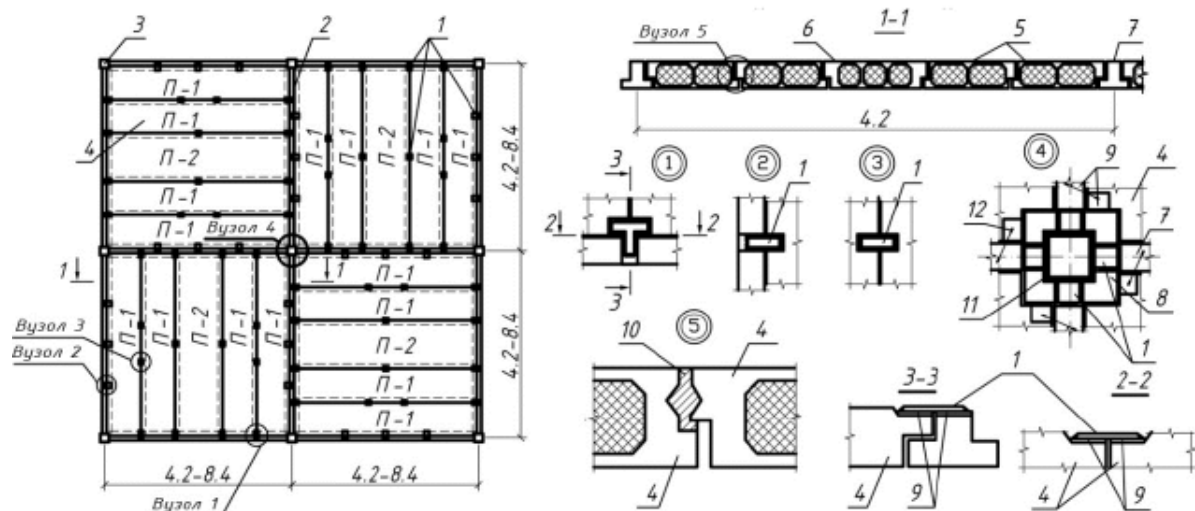


Рисунок 1 – Компонування диска перекриття системи "ІКАР": 1 – листова накладка; 2 – листова накладка; 3 – колона; 4 – середня плита; 5 – крайня плита; 6 – середня плита; 7 – ригель; 8 – консоль колони; 9 – закладні деталі; 10 – бетонна шпонка; 11 – вузловий елемент; 12 – коротун

Під час реконструкції будівлі [2] було запроєктовано та виконано перекриття поверх існуючого конусного чашеподібного перекриття, фрагмент перекриття і характерний переріз подано на рис. 2.

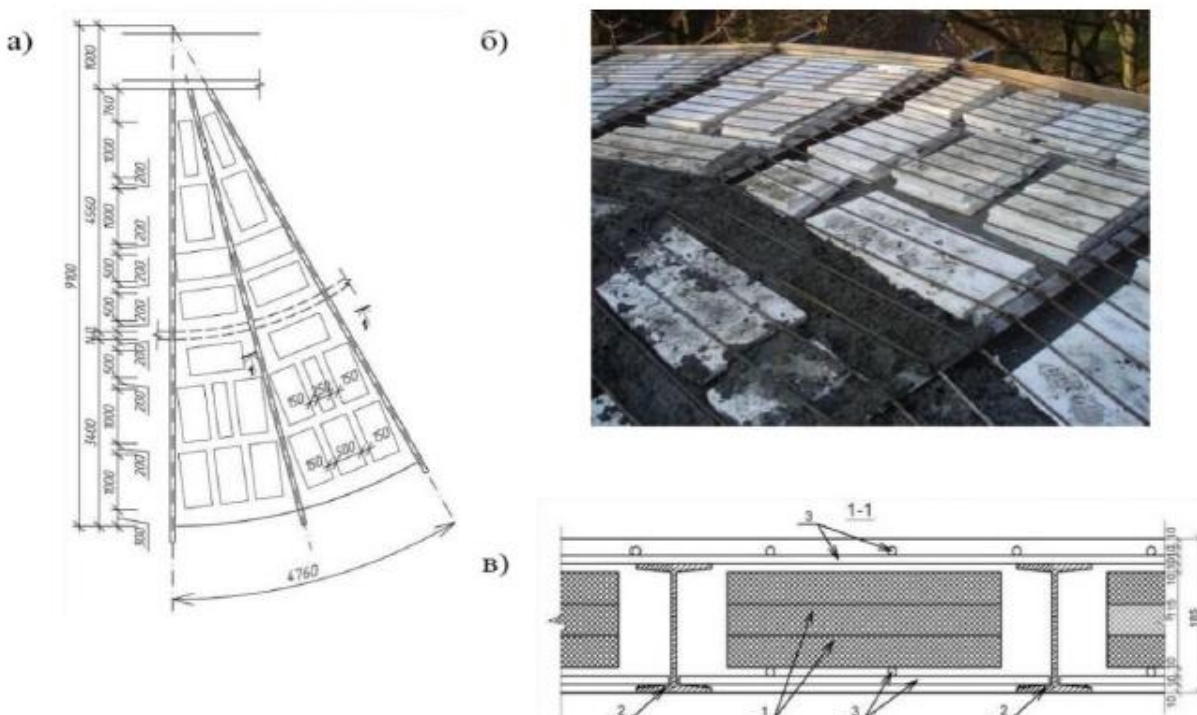


Рисунок 2 – Фрагмент (а), місцевий переріз (б) і бетонування (в) круглого перекриття з пінополістирольними вставками: 1 – пінопластові вставки; 2 – металеві балки; 3 – арматура.

Для зменшення власної ваги перекриття, яке мало висоту 185 мм, були застосовані пакети піно полістирольних вставок із висотою 115 мм. Застосування такого рішення дозволило отримати суттєвий ефект та економію ресурсів, власну вагу перекриття вдалося зменшити на 47,3%.

Такого типу конструкцій перекриття використані при будівництві хмарочосу "Santa Fe II" у Мексиці [3], висотою 167 м, збудований у 2013 році. При його спорудженні у монолітних дисках перекриття, загальною товщиною 250 мм, були влаштовані пустото утворюючі вставки із пінополістиролу розміром у плані 800x800 мм, висотою 150 мм (рис. 3), які були вкладені із кроком 1000 мм у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

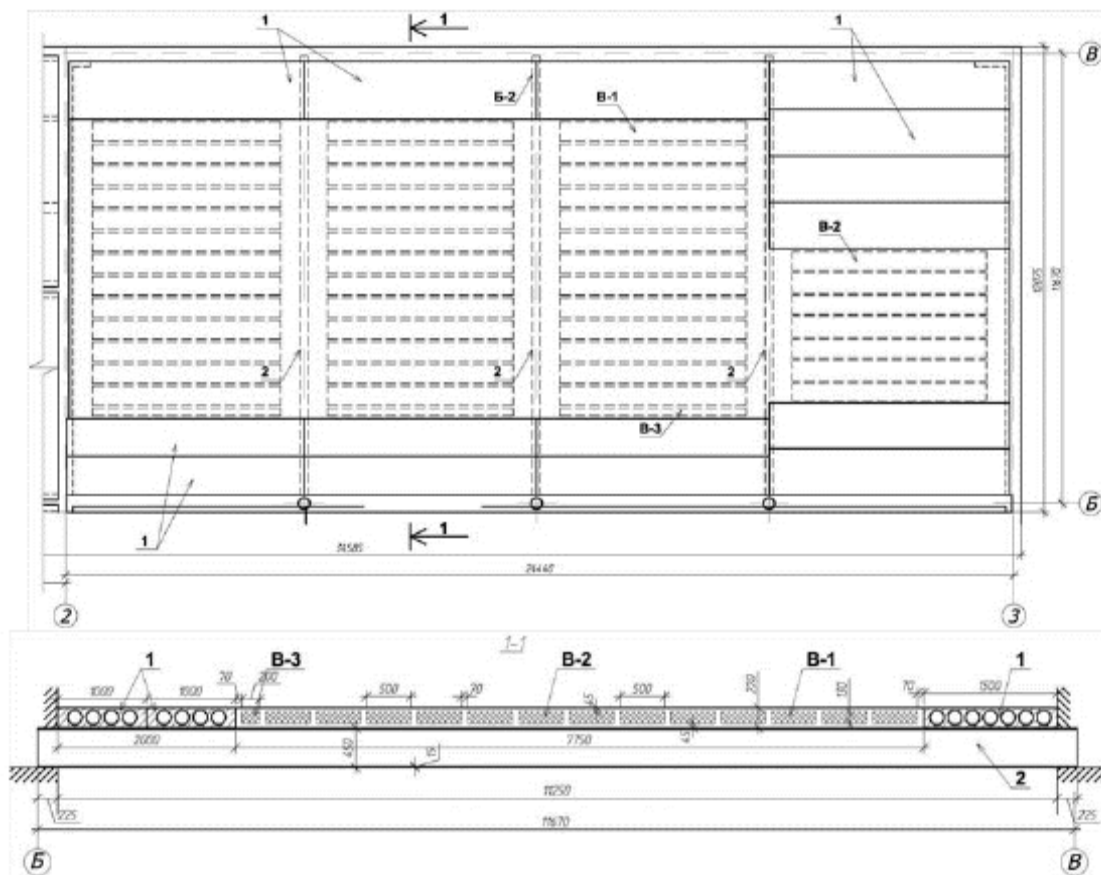


Рисунок 3 – Поперечний переріз залізобетонного перекриття хмарочосу

Між вкладишами були залишені проміжки шириною 200 мм, в яких бетонувалися несучі ребра. Застосування такого типу перекриття у будівлі хмарочосу, яка складалася із 52-х поверхів, дозволило зменшити постійне навантаження від власної ваги конструкцій перекриття, у порівнянні із класичним суцільним на 42% із 6 кН/м² до 3,5 кН/м².

На сьогоднішній день типи конструкцій перекриття із пустотоутворюючими вставками із пінополістиролу значно поширені за межами України [4]. Серед відомих розроблених систем, в яких реалізований такий полегшений принцип влаштування перекриття, можна виділити таких виробників: POLYVOID (Австралія), STYROBECK (Нова Зеландія), KBL Projects (Південна Африка), RMAX (Австралія), Cordek (Велика Британія), Foamex (Австралія).

Враховуючи складність просторової роботи плит перекриття з пустотоутворюючими вставками, визначальними є дослідження їх напружено-деформованого стану та тріщиностійкості при згині.

Висновки

Використання полегшених залізобетонних багат шарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також керамзитобетонних плит з пустотоутворюючими вставками дозволяє значно зменшити власну вагу конструкції перекриття і призводить до економії ресурсів, часу зведення споруди та коштів.

Аналіз огляду наявної літератури та існуючої практики будівництва показав, що на сьогоднішній день відсутня інформація про дослідження та впровадження у практиці керамзитобетонних плит перекриття із пустотоутворюючими вставками.

Існуючі методики розрахунку плит перекриття не можуть із достатньою точністю оцінити роботу багат шарових плит перекриття під навантаженням, оскільки у цих розрахунках не достатньо врахована сумісна робота шарів з різними фізико-механічними характеристиками між собою, а при розрахунку плит із пустотоутворюючими вставками приймаються різноманітні припущення, які не дають достатньої точності.

Список літератури

1. Бамбура А.М. Основні положення національних нормативних документів ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6.-156:2010 щодо проектування бетонних та залізобетонних конструкцій / А.М. Бамбура, О.Б. Гур-ківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова, І.Р. Сазонова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С.187 – 195.
2. Болдар О.Л. Тришарова збірно-монолітна конструкція купольних покриттів будівель і споруд. Автореферат дис. канд. техн. наук. – Київ, 2003. – 20 с.
3. Вознюк Л.І. Випробування керамзитобетонних плит перекриття із ефективними вставками / Л.І. Вознюк, Б.Г. Демчина, Ю. Собчак-Пястка // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2016. – № 17. – С. 109-117.
4. Вознюк Л.І. Дослідження трьохшарових балочних плит на згин / Л.І.Вознюк, Б.Г.Демчина, Д.І. Дубіжанський // Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. – 2014. – № 4(68). – С. 232-238.
5. Вознюк Л.І. Проектування і дослідження багат шарових конструкцій / Л.І.Вознюк, І.З.Рутковська // збірник научних трудов “Строительство, материаловедение, машиностроение”. - Дн-вск, ПГАСА. – 2007. – №628. – С. 100-104.
6. Мельник І. В. Випробування фрагментів монолітного плоского залізобетонного перекриття з однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок / В. М. Сорохтей, Т. В. Приставський, Н. Б. Давидовський, В. О. Крет // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка “Теорія і практика будівництва. – Львів, 2012. – № 742. – С. 131–138.

УДК 336.717

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ ”БУДІВЛЯ – ОСНОВА” В УМОВАХ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ ТЕРИТОРІЙ

Д.О. Ротко, магістр гр. БІ-17МЗ

А.А. Тихий, канд. тех. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

В роботі проаналізовані існуючі методики оцінювання напружено-деформованого стану системи “будівля – основа” на базі застосування феноменологічної моделі ґрунту на зсувонебезпечних територіях.

Ключові слова: ґрунтова основа, коефіцієнт стійкості схилу, деформації, напружено-деформований стан, амплітуда, згинальні моменти, горизонтальні деформації.

При проектуванні та експлуатації будівель на зсувонебезпечних територіях у багатьох випадках вони зазнають значних ушкоджень (нерівномірні осідання основи, втрата стійкості схилу, тріщини та розломи в конструкціях, перекося конструкцій, зсування перекриттів та ін.). У таких умовах особливо актуальною є задача оцінювання напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтових основ разом із будівлями та спорудами, що будуються чи експлуатуються на схилах.

В наш час діючі будівельні норми передбачають і регламентують розрахунки ґрунтових споруд та основ за двома граничними станами. Ці розрахунки базуються на різній математичній

та фізичній основі й не пов'язані один з одним. У багатьох типових випадках такі методи є достатніми і широко використовуються, але у більш складних ситуаціях вони не можуть бути застосовані. Розрахунки стійкості схилів сьогодні згідно з нормами проводяться за першим граничним станом, тобто за міцністю. При цьому коефіцієнт стійкості схилу характеризує "рівень критичності" стану ґрунтового масиву стосовно його міцності. Але цей коефіцієнт стійкості (коефіцієнт запасу міцності) схилу ніяким чином не може характеризувати стан будівлі, яка на ньому розміщена, оскільки граничний стан її може наступити ще до втрати стійкості схилу внаслідок перевищення допустимих граничних значень осідань чи нерівномірності осідань фундаментів, що неминуче викличе пошкодження конструкцій самої будівлі або навіть повне її руйнування.

Тому напрямок досліджень виявляється актуальним, пов'язаний з розробкою та застосуванням таких методів розрахунку, коли деформований стан споруди буде нерозривно пов'язаний із міцністю ґрунтової основи в умовах зсувонебезпечної території. А напружено-деформований стан системи "будівля – основа" можливо оцінити з використанням єдиної розрахункової схеми і моделі із застосуванням меншої кількості припущень, ніж при оцінці окремо за двома граничними станами. Разом з цим реалізація аналізу напружено-деформованого стану повинна враховувати нелінійну поведінку ґрунту в умовах складного напруженого стану.

Основна частина.

Для запобігання негативних явищ пов'язаних з небезпекою активізації зсувних процесів, проводяться спеціальні заходи по влаштуванню утримуючих споруд та стабілізації схилу. Методи та конструктивні рішення по суті визначають вибір розрахункових схем, а послідовність будівельних технологічних процесів визначає етапи навантаження розрахункової області при моделюванні основи в умовах зсувонебезпечних територій.

Одним із важливих джерел істотного зменшення негативних явищ при будівництві та експлуатації будівель в умовах зсувонебезпечних територій є правильний вибір конструктивних рішень фундаментів і захисних споруд.

До заходів, упровадження яких забезпечує безпечну експлуатацію схилу, належать:

- влаштування протизсувних утримуючих споруд;
- спорудження дренажних систем;
- влаштування фундаментів, які обтікають зсувними масами;
- зміна рельєфу місцевості;
- регулювання стоку поверхневих вод, захист поверхонь схилів від інфільтрації зливових і талих вод у ґрунт та ерозійних процесів;
- агролісомеліорація;
- хімічне закріплення ґрунтів зсувної зони;

застосування нових конструктивних схем будівель, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірної деформації основи.

Затримуючі протизсувні споруди (рис. 1) забезпечують можливість сприйняття зсувного тиску за рахунок реактивного опору стійкого ґрунту по поверхнях опор глибокого закладання, а також не допускають продавлювання та переповзання через них ґрунту зсувного масиву. Конструктивні рішення затримуючих споруд і місця їх розташування на схилах залежать від величини зсувних тисків та їхніх розподілів уздовж схилів, потужностей зсувних товщ, конфігурацій та станів схилів під час будівництва, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов зсувних та зсувонебезпечних територій

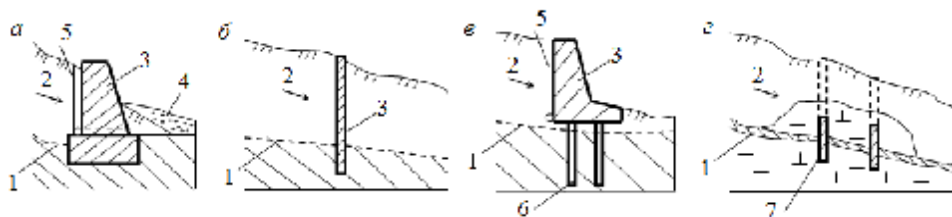


Рисунок 1 - Протизсувні споруди: а – підпірна стінка; б – залізобетонний стовп; в – підпірна стінка на пальовому фундаменті; г – палі-шпонки; 1 – поверхня зсуву; 2 – напрям руху зсуву; 3 – підпірна стінка; 4 – відсіпка; 5 – дренаж; 6 – палі; 7 – палі-шпонки

Затримуючі протизсувні споруди, як правило, мають опори глибокого закладання, що заглиблені в стійкий ґрунт та об’єднані ростверком [1**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Найчастіше опори влаштовуються у вигляді буронабивних, буроопускних і гвинтовдавлених паль та мають прямокутний, круглий, трапецеїдальний, тавровий або двотавровий переріз. Ростверки затримуючих протизсувних споруд виконуються залізобетонними у вигляді суцільних та дірчастих горизонтальних та похилих плит, кутових суцільних та дірчастих, ферм, арок.

Протизсувні споруди забезпечують самостійно або разом з іншими засобами інженерного захисту можливість сприйняття зсувного тиску. Ці споруди влаштовують, як правило, в тих частинах зсувних та зсувонебезпечних схилів, де по можливих поверхнях ковзання вертикальне навантаження створює затримуючі сили більші ніж зсувні. Підтримуючі протизсувні споруди виконуються у вигляді підпірних стін контрбанкетів або контрфорсів (рис. 2). При визначенні розмірів і місць розміщення контрбанкетів враховується можливість зміщення ґрунтів по нових поверхнях ковзання нижче по схилу. При відносно невеликих схилах улаштування суцільних контрбанкетів недоцільне, а виконують їх переривчастими по ширині схилу, тобто переходять до конструкції контрфорсів.

Підтримуючі протизсувні фундаменти виконуються у вигляді просторово-рамних, плитно-рамних, похилих балочних фундаментів, перехресних стрічок.

Для будівель та споруд у разі неможливості або економічної недоцільності стабілізації чи обходу схилу використовуються фундаменти, які обтікаються зсувними масами, - це окремі опори, глибокого закладання, занурені нижче поверхні ковзання в стійкий ґрунт.

Для попередження прояву зсувних явищ можливо змінювати рельєф шляхом:
зменшення крутості схилів;

загального вертикального планування схилів, включаючи терасування та влаштування банкетів;

заміни слабких ґрунтів біля підніжжя схилів;

переміщення поверхневого шару ґрунту із зони активного тиску в зону пасивного тиску.

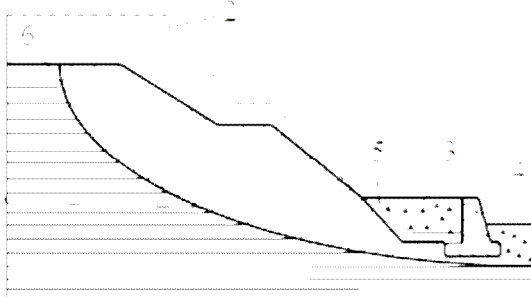


Рисунок 2 - Влаштування контрбанкету:

1- рівень ґрунтової води; 2-стан профілю зсувного тіла до перерозподілу ґрунту; 3-контрбанкет; 4- підпірна стінка; 5- дренаж; 6- поверхня сковзання

Перерозподіл ґрунтової маси на схилі підвищує стійкість схилу за рахунок зменшення сил зрушення в процесі знімання ґрунту в головній частині зсуву та збільшує сили опору зрушенню в разі додаткового навантаження через насипання язичкової пасивної частини зсуву. В процесі робіт зрізають горби, засипають місцеві западини, тампують тріщини на схилі. Все це значно поліпшує умови стікання води з поверхні. Зруйнований ґрунт закріплюється за допомогою агролісомеліорації.

Одним із способів попередження зсувів та захисту схилів є влаштування дренажних систем. Підземні води є головною причиною зсувів і тому їх наявність у зсувних масах істотно впливає на напружено-деформований стан схилу. Дренажна система на зсувних схилах виконує функцію ослаблення впливу на міцність ґрунту надмірного зволоження, зниження або повного усунення гідростатичних і гідродинамічних сил, перехват потоку підземної води на підходах до зсувного масиву, видалення вільної (гравітаційної) води із зсувних мас ґрунту, збирання та видалення підземної води, яка нагромаджена на поверхні схилу.

Збезводнювання зсувних мас ґрунту досягається перехопленням підземного потоку на підходах і безпосереднім дренаванням водонасичених мас ґрунту на самому схилі. Здебільшого обидва завдання вирішуються одночасно. Вода з дренажу виходить самопливом за межі зсуву до струмків або водовідвідних каналів.

Для закріплення зсувонебезпечних територій використовується також хімічне та термічне закріплення ґрунтів. На завершальних етапах протизсувних та протиобвальних робіт застосовується агролісомеліорація

Зсувні процеси в основі будівель призводять до їх пошкодження та руйнування. Для усунення цієї небезпеки міцність будівель, які зводяться в таких умовах, підвищують шляхом введення в конструктивну схему залізобетонних поясів жорсткості та розділення на відсіки, які мають більшу міцність і жорсткість та меншу площу контакту з ненадійною ґрунтовою основою [3]. Найменш надійною є основа будівель на зсувонебезпечних та зсувних територіях. Згідно з діючими нормативними документами зведення будівель дозволяється лише після усунення зсувної небезпеки протизсувними утримуючими спорудами. Як зазначають Ю.С. Слюсаренко та Г.І. Черний [4] є можливість побудови будівель без влаштування утримуючих споруд за певних умов. Можливість будівництва визначається критерієм безпеки людей, які експлуатуватимуть будівлю. Повинні бути попереджені небезпечні крени, миттєві обвали перекриттів і покрівлі, руйнування несучих конструкцій. Так як абсолютна безпека є недосяжним ідеалом, то забудову можна вважати допустимою, якщо розрахункова вірогідність руйнування не перевищить досить малу величину $5 \cdot 10^{-5}$. Автори пропонують використання будинків підвищеної жорсткості у вигляді об'ємних блоків, які виготовляються металевими чи залізобетонними. Підвищена жорсткість забезпечує експлуатацію в умовах великої податливості основи, яка викликана деформуванням зсувних ґрунтів. Такі блоки можливо об'єднувати у достатньо великі за площею будівлі та встановлювати у два-три яруси по висоті.

Одним із способів зниження матеріальних та фінансових витрат при освоєнні зсувонебезпечних територій може бути використання утримуючих протизсувних споруд які суміщені із несучими та огорожуючими конструкціями каркасу будівель. Як вказує Д.Д. Ківгін [5] таке конструктивне рішення може збільшити несучу здатність паль утримуючої конструкції на горизонтальне навантаження до 30-40% за рахунок дії вертикального привантаження від будівлі. Окрім цього така конструктивна схема виконує дві функції – є несучими конструкціями будівлі та одночасно є утримуючою протизсувною спорудою, що значно знижує матеріалоємність у порівнянні з влаштуванням утримуючої протизсувної споруди окремо від будівлі.

Більшість методів оцінки напружено-деформованого стану схилів, які використовуються сьогодні, базуються на припущеннях, що ідеалізують ґрунтове середовище. Отримані результати розрахунків одного й того ж об'єкту за різними методиками можуть суттєво відрізняються один від одного (до 10% за даними Маслова М.М. [6], до 23% за даними Lane P.A. [7]).

До базових параметрів усіх сучасних методів розрахунку відносяться: характеристики залежності “напруження-деформація”; властивість анізотропності ґрунту; зміна характеристик міцності та деформативності ґрунту в залежності від глибини, шаруватості й наявності тріщин; трансформація напружено-деформованого стану ґрунту при зміні навантажень та рельєфу; наявність впливу природних напружень у ґрунті; граничні та початкові умови.

Всі способи оцінки стійкості можна поділити на дві групи:

1. Розрахункові методи (знаходження коефіцієнта стійкості, що визначається як відношення сил опору зсувному зміщенню до активних зсувних сил; порівняння профілю дослідного схилу з профілем схилу граничної рівноваги; порівняння напружень в схилі з міцністю порід, що його складають).
2. Моделювання (фізичне моделювання на центрифугі, оптичне моделювання); метод аналогій, або порівняльно-геологічний метод порівняння головних характеристик даного схилу (геологічної будови та міцності порід, висоти, стрімкості тощо) з аналогічними характеристиками інших схилів, стійкість яких відома; історико-геологічний метод; спостережень за провісниками зсувних переміщень (зростання деформацій, виникнення або зникнення джерел звукових явищ тощо); синергетичне моделювання, яке розглядає схил як сукупність систем, кожна з яких

характеризується наявністю безлічі елементів що представлені рядом простих зв’язків, або як складну систему, що самоорганізовується [8].

За сучасними уявленнями, як відзначає М.Л. Зоценко [6], максимальне наближення математичної моделі до реальних умов і найкраще сполучення надійності і економічності можливо досягти за допомогою нелінійних методів розрахунків, що базуються на рішенні пружно-пластичних задач. Ці задачі дозволяють розглянути граничний стан за двома групами із використанням однієї розрахункової моделі ґрунту.

Висновки

Розвиток методів розрахунку основи в умовах схилів проходив шляхом оцінки граничного стану без врахування деформованого стану основ будівель. Оцінка стійкості проводиться відповідно для ґрунтового масиву і ніяким чином не характеризує можливість досягнення граничного стану будівлею у дограничній стадії роботи самого масиву внаслідок перевищення граничних допустимих осідань чи кренів. Встановлення поверхні руйнування ґрунтового масиву за методами граничної рівноваги проводиться упереджено та з елементами випадковості, а коефіцієнт стійкості може визначатися кількома способами, вибір кращого із яких не можна провести за конкретними вказівками, що призводить до простого перебору варіантів. Такий підхід не сприяє достовірності рішення, а лише може призводити до необґрунтовано високих витрат при проектуванні та влаштуванні утримуючих конструкцій.

Список літератури

1. Бартоломей А.А., Бартоломей Л.А. Прогноз устойчивости склона с расположенным на нем комплексом зданий и сооружений ОблГАИ н. Перми / Материалы Международной научн. конференции “Городские агломерации на оползневых территориях”. – Волгоград: ВолгГАСА, 2003. – С. 28-33.
2. Біда С.В., Великодний Ю.Й. Підтоплення Полтави та його вплив на розвиток зсувних процесів // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 61. – К.: НДІБК, 2004. – Т. 2. – С. 275-278.
3. Бойко І.П. Зміна напружено-деформованого стану при зведенні поруч нових будівель в умовах щільної міської забудови / І. П. Бойко, В. С. Носенко // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК – 2008 – Вип. 71. – Книга 1. – С. 370–376.
4. 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.
5. Борт О.В. Прогнозування напружено-деформованого стану схилу за даними натурних спостережень та математичного моделювання // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – Вип. 14. – С. 61 – 65.
6. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву зсувного схилу / М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, М. О. Харченко, А. М. Виноградова, О.В. Костенко // Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 3(38). – Т. 1. – С. 160-169.
7. Долматов Б.И. Механика ґрунтов, основание и фундаменты, - Л.: Строиздат, 1988-416с.
8. Пилигин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: Учебное пособие, - М.:Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006, - 248с.

ВРАХУВАННЯ ФІЗИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПРИ ДОСЛІДЖЕНІ ЗМІНИ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

О.С. Васильєв, магістр гр. БІ-17М

А.А. Тихий, канд. тех. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

В статті проведено аналіз існуючих методик дослідження визначення особливостей роботи, оцінки напружено-деформованого стану та несучої здатності сталезалізобетонних балок при малоповторних і знакозмінних режимах навантаження.

Ключові слова: граничний стан, працездатний стан, напружено-деформований стан, деформації, напруження, згинальні моменти.

З результатів сучасних досліджень відомо [1], граничним станом вважається такий стан об'єкта, при якому його подальша експлуатація неприпустима чи недоцільна, або відновлення його працездатного стану неможливе чи недоцільне. Критерієм граничного стану є ознака або сукупність ознак граничного стану об'єкта, які встановлюються нормативно-технічної і проектною документацією. При цьому в залежності від умов експлуатації для одного і того ж об'єкта можуть бути встановлені кілька критеріїв граничного стану.

Більшість досліджень були присвячені вивченню впливу короточасних, тривалих, багаторазово повторних, а також малоциклових короточасних навантажень на напружено-деформований стан (НДС) бетонних і залізобетонних конструкцій (ЗБК). Практично не було досліджень конструкцій на дію короточасних і тривалих небагато разів повторних і знакозмінних навантажень, що прикладаються після тривалої дії початкової навантаження [2].

Після кожного напівциклу навантаження (розвантаження) в матеріалі виникають непружні деформації, величина яких характеризується шириною d петлі гістерезиса діаграми деформування і залежить від кількості повторних завантажень n . Із зростанням n значення d можуть зменшуватися (циклічне зміцнення матеріалу), не змінюватися (циклічна стабільність) або збільшуватися (циклічне знеміцнення) [8].

Слід відзначити, що в даний час відсутні експериментальні дослідження по отриманню параметрів діаграми деформування бетону при тривалій дії навантаження або тривалих впливах зворотного знака. Відсутність таких досліджень пояснюється декількома причинами. В першу чергу, це труднощі при дослідженнях бетону при тривалій дії навантаження на спадаючому ділянці деформування. Як відомо, норми проектування не допускають експлуатацію бетонних і залізобетонних елементів при високих рівнях навантаження. Але існують випадки, коли необхідно не тільки точно оцінити поточний стан конструкції, але і дати прогноз подальшої поведінки. До таких випадків відносяться, наприклад, необхідність збільшення навантаження на експлуатовані конструкції, можливість експлуатації при розвитку впливу деформацій земної поверхні та інше.

Винятки становлять роботи [3,4,5] в яких викладені результати досліджень властивостей бетону при тривалій дії змінної в часі навантаження, при якій відбувалося руйнування його структури (короточасне стиснення зі значним перевищенням або досягненням деформаціями значень, близьких до відповідної вершини діаграми деформування бетону).

На підставі проведеного огляду досліджень в області теорії і методів розрахунку ЗБК при різних видах і режимах навантаження для визначення характеристик жорсткості перерізів залізобетонних елементів рекомендується модель "еквівалентного перерізу" [4,6]. Основні передумови та положення, прийняті в моделі, апробовані при вирішенні завдань стійкості, вигину статично невизначених балок (в т.ч. і балок на основі, що деформується), інших завдань. Зручність моделі полягає в тому, що в її рамках можна враховувати вплив умов на контакт (поперечне обтиснення, тертя), а також виконувати розрахунок при повторних і знакозмінних

режимах навантаження. Така модель може бути використана при вирішенні завдань, пов'язаних з визначенням НДС ЗБК.

Спочатку більшість експериментів виконувались на натурних конструкціях, наприклад, під час приймання нових мостів і після їх багаторічної експлуатації [4, 5]. При таких випробуваннях конструкції не доводилися до руйнування; максимальне навантаження приймалася рівною нормативної. Величини напружень в конструкціях при цьому виходили менше тих величин, які приймалися в якості допустимих. Методи розрахунку міцності нормальних перерізів СЗБК розроблялися на основі численних експериментальних досліджень.

До перших з відомих випробувань балок, що проводилися в лабораторних умовах, відносяться досліди [6]. Ці випробування показали, що балки, запроектовані за напруженням, що допускається, мають значні резерви несучої здатності.

Основна частина.

Розрахункові схеми окремих елементів і будівель в цілому при розрахунках на комбінації силових і деформаційних впливів, як правило, є складними. Тому, незважаючи на розвиток засобів обчислювальної техніки, застосовують заміщають і спрощують моделі, які дозволяють з різним ступенем достовірності вирішувати зазначені завдання.

Всі існуючі на сьогодні розрахункові схеми можна класифікувати за кількома основними ознаками:

- за характером просторової роботи - на одно-, дво- і тривимірні;
- за характером невідомих - на дискретні, дискретно-континуальні і континуальні.

В роботах [5,6] наведені методики обстеження і розрахунку як окремих елементів (сталезалізобетонних балок), так і будівель в цілому для подальшого обґрунтування можливості зміни функціонального призначення та конструктивної системи. Необхідність в цьому виникає за умови, якщо побудований будинок за своїми параметрами не відповідає вимогам, які пред'являються до об'єктів нового призначення.

Визначення можливості зміни конструктивного рішення при зміні функціонального призначення за результатами виконаного обстеження не завжди можливо. Часто визначальним є необхідність аналізу роботи конструкцій після передбачуваного зміни конструктивної системи. При цьому враховується характер зміни конструктивної системи, збільшення або зменшення величин навантажень і схеми їх передачі на несучі конструкції, а також можливі осідання земної поверхні внаслідок підробки. Прогноз таких деформаційних впливів після закриття шахт в більшості вуглевидобувних районів України являє собою досить складну задачу, рішення якої в повному обсязі неможливо. У зв'язку з цим, з огляду на накопичений досвід, можна провести моделювання і, на його основі, прогнозування поведінки будівельних конструкцій будівель і споруд після зміни конструктивної системи шляхом створення розрахункових схем, найбільш повно враховують особливості деформування реальних конструкцій під навантаженням.

При такому підході є можливість виконати розрахунок конструкцій, визначити зусилля у всіх елементах, прийняти рішення про необхідність посилення залишилися конструкцій і раціонально запроектувати нові елементи. При цьому задані жорсткісні характеристики елементів в основному повинні відповідати натурі.

Розрахункова схема будівлі при такому підході формується із стандартних кінцевих елементів (КЕ): просторових рамних стрижнів, балок-стінок різної конфігурації, об'ємних елементів. Чим з більшої кількості КЕ складається розрахункова схема, тим вище точність рішення задачі.

Запропонована методика була використана при проведенні реконструкції двоповерхової будівлі колишнього гуртожитку в зв'язку зі зміною функціонального призначення.

Технічний стан запропоновано визначати за результатами виконаного обстеження. Моделювання технічного стану конструкцій (наявність тріщин, прогинів і переміщень і т.п.) проводиться МСЕ шляхом зміни характеристик жорсткості. Наведено результати моделювання деяких будівель. Жорсткісні характеристики елементів і основи, а також фактичні величини навантажень, приймалися за даними обстеження. Основа моделювалася кінцевими елементами типу КЕ-51. Жорсткість цих елементів приймалася рівною жорсткості замінних ділянок ґрунту, а в місцях регулярного замочування ґрунтів - зменшеною, моделюючи тим самим розвиток

нерівномірних осідань основи. У місцях розташування тріщин жорсткісні характеристики стрижневих елементів, що моделюють стіни, приймалися на 2 ... 3 порядки менше інших.

Зміна характеристик жорсткості елементів дозволило визначити ширину розкриття тріщин (відстані між вузлами) в моделі і порівняти її з отриманою при обстеженні. Введення в розрахункову схему додаткових елементів дозволило змодельовати посилення стін, визначити зусилля і підібрати перерізи елементів посилення. При цьому повинні дотримуватися всі вимоги і обмеження, наведені в діючих нормативних документах [4, 5, 7, і ін.]

Методика випробувань балок при тривалій дії малоповторного і знакозмінного навантаження розроблялася з таким розрахунком, щоб отримати максимальний обсяг інформації про НДС системи. Балки випробовувалися за схемою чотирьохточкового вигину.

Для проведення експериментальних досліджень використано існуюче обладнання для проведення тривалих випробувань залізобетонних балок і призм [4,5]. Випробування кожного зразку проводилися при індивідуальному режимі навантаження. Стабільність діючого навантаження для балок і призм забезпечувалося за допомогою сталевих пружин (рис. 1,2).



Рисунок 1. - Загальний вигляд балок на тривале випробування

Випробування балок проводилися в такій послідовності. Зразок встановлювався на опорні пристосування установки. Горизонтальність залізобетонної плити контролювалася рівнем. Передача зусилля безпосередньо на балку з розподільною траверси проводилася через одну рухливу і одну нерухому опори.

В місцях передачі навантаження на балку від траверси підливали цементний розчин складу 1: 3 і встановлювалися розподільні сталеві пластини розмірами 100x100x10 мм.

Для вимірювання поздовжніх деформацій на базі 200 мм встановлювалися прилади ИГМ-10. Прогини балок вимірювалися в трьох точках по довжині сталевою лінійкою. Передане на балку зусилля контролювалося за деформаціями пружин, які були таровані перед випробуваннями.



Рисунок 2. - Загальний вигляд призми в установці для тривалих випробувань

Після завершення циклу тривалих випробувань кожна балка розвантажувалась і переміщалась разом з приладами в установку для короточасних випробувань. Інтервал часу між завершенням тривалих і початком короточасних випробувань не перевищував 120 хв.

Призми розмірами 100x100x400 мм для визначення характеристики повзучості завантажувалися в трьох установках. Напруження стиску в бетоні призми після завантаження були відповідно 10,4 МПа, 15,8 МПа і 21 МПа.

Однорідність бетону балок і призм вивчалася шляхом проведення випробувань бетону ультразвуковим методом по ДСТУ Б В.2.7-226: 2009 [7].

Метою випробувань було визначення швидкості поширення ультразвуку в бетоні:

- зразків-кубів, призм і сталезалізобетонних балок до навантаження;
- балок після навантаження;
- в трьох перетинах по довжині балки (два перетину під опорами траверси і одне перетин між опорами траверси) балки БД-2 при різних навантаженнях.

Випробування проводилися відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.7-226: 2009 [7].

На першому етапі були виконані вимірювання в зразках-кубах, призмах і СЗББ до навантаження. На другому етапі вимірювання виконувалися в балках в навантаженому стані.

Висновки

Малоповторний і знаковмінний режими навантаження можуть виникнути в процесі експлуатації при зміні схеми передачі навантаження, розвитку впливу деформацій земної поверхні і т.п. В даний час розроблені методи розрахунку залізобетонних балок при різних видах і режимах навантаженнях. Для СЗББ необхідно удосконалити методи оцінки несучої здатності при різних режимах навантаження з урахуванням накопиченого експериментально-теоретичного матеріалу, що вимагає проведення додаткових досліджень.

Список літератури

1. Бойко І.П. Зміна напружено-деформованого стану при зведенні поруч нових будівель в умовах щільної міської забудови / І. П. Бойко, В. С. Носенко // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК – 2008 – Вип. 71. – Книга 1. – С. 370–376.
2. Голоднов А.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния – составная часть работ по продлению ресурса строительных конструкций сооружений // Вісн. Придніпр. Держ. академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2004. – № 7–8. – С. 34–40.
3. Замалиев Ф.С. Оценка прочности нормальных сечений сталежелезобетонных изгибаемых элементов при однократном кратковременном статическом нагружении / И.Т. Мирсаяпов, Ф.С. Замалиев, Р.И. Шаймарданов // Вестник Волжского регионального отделения РААСН. – Н. Новгород, 2002. – Вып. №5. – С. 247–250.
4. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: Учебное пособие, - М.:Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006, - 248с.
5. Долматов Б.И. Механика грунтов, основание и фундаменты, - Л.: Строиздат, 1988-416с.
6. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. – Введ. вперше. Надано чинності: наказ Мінрегіонбуду України 22.12.2009 року № 649. –К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 33 с.
7. Клименко Ф.Є. Металеві конструкції / Ф.Є. Клименко, В.М. Барабаш, Л.І. Стороженко. – Львів: Вид-во «Світ», 2002. – 311 с.
8. Стороженко Л.І. Дослідження сталезалізобетонних балок з армуванням трубами за допомогою методу скінченних елементів / Л.І. Стороженко, Т.П. Куч // Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2011. – Випуск 2 (30). – С. 53–57.

АНАЛІЗ МАТЕМАТИЧНИХ МОДЕЛЕЙ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ ДЛЯ РУХУ ВЕЛОСИПЕДІВ

А. Манія, *ст. гр. 601БАм*

В.В. Ільченко, *доц., канд. техн. наук*

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Одним з основних техніко-експлуатаційних показників дорожнього покриття є здатність забезпечувати контакт коліс транспортного засобу з поверхнею проїзної частини. В сучасних теоретичних та експериментальних дослідженнях практично не приділяється увага до вивчення процесу взаємодії коліс велосипедів із дорожнім покриттям, проте досить багато досліджень було проведено щодо вивчення процесу взаємодії коліс автомобіля із дорожнім покриттям. Оскільки фізичний зміст процесів майже однаковий, то для теоретичного визначення зчепних властивостей дорожнього покриття для руху велосипедів з певними припущеннями можливо використовувати математичні моделі взаємодії колеса автомобіля з дорожнім покриттям.

Розглянемо найбільш поширені математичні моделі взаємодії колеса із дорожнім покриттям, де в якості вихідних параметрів використовуються ті чи інші характеристики поверхні покриття, що в подальшому дозволить запроєктувати дорожнє покриття для руху велосипедів із заданими техніко-експлуатаційними властивостями.

У загальному випадку процес взаємодії колеса з дорожнім покриттям обумовлюється наявністю двох незалежних складових – сили молекулярної взаємодії між поверхнями та сили механічного опору, котра пов'язана з деформацією їх поверхневих шарів. Процеси молекулярної взаємодії охоплюють поверхневі шари гуми протектора та поверхні дороги на соті долі мікрметра, а процеси механічної взаємодії виникають в самому тілі протектора та в шарах товщиною в десятки долі мікрметра, внаслідок вдавлювання виступів шорсткості в тіло гуми. Експерименти показують, що молекулярна взаємодія та деформування верхніх шарів контактуючих тіл є двома основними напрямками втрати енергії під час руху колеса по поверхні дорожнього покриття. Це знаходить своє відображення в структурі формул для визначення коефіцієнту зчеплення.

Петров І.П. [1] запропонував для визначення коефіцієнта зчеплення використовувати наступний вираз:

$$f = 2,14(r_n i_n)^{\frac{2}{3}} \frac{U - R_k(t + C\sqrt{v})lg \frac{v_o}{v}}{E^{\frac{2}{3}} p_{cp}^{\frac{1}{3}}} x + 0,0658y K_{np} \left(\frac{1}{r_n i_n} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{p_{cp}}{E} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (1)$$

де r_n , i_n – відповідно радіус заокруглень вершин та щільність нерівностей;

U – енергія активації молекул гуми;

R_k – стала Клапейрона;

t – температура навколишнього середовища;

C , v_o – сталі Шалламаха;

p – швидкість ковзання контакту шини;

E – модуль пружності гуми протектора;

p_{cp} – середній питомий тиск в зоні контакту на виступах;

x – емпіричний коефіцієнт, що залежить від складу гуми протектора;

y – коефіцієнт внутрішнього тертя гуми;

K_{np} – коефіцієнт насиченості рисунка протектора в поздовжній площині протектора.

Крагельський І.В. [2] запропонував для визначення коефіцієнта зчеплення використовувати вираз:

$$f = \frac{2.1 \cdot t \cdot q^{\frac{4}{5}}}{p_c^{\frac{1}{5}} \cdot D^{\frac{2}{5}}} + b + 0.23 \cdot a_r \cdot p_c^{\frac{1}{5}} \cdot D^{\frac{2}{5}} \cdot q^{\frac{1}{5}} \quad (2)$$

де t – сила опору зсуву;

Q – пружна стала матеріалу;

p_c – середній тиск на покриття;

b – п’єзокоефіцієнт молекулярної складової тертя;

a – коефіцієнт гістерезисних витрат;

D – параметр шорсткості, рівний $D = R_{max} / (r \cdot b^n)$

R_{max} – максимальна висота нерівностей профілю;

r – приведений радіус нерівностей;

b та n – параметри опорної кривої.

Вирази (1-2) у правій частині мають дві складових: ліва частина виражає деформаційну складову сили зчеплення, права – молекулярну.

Співвідношення між молекулярною (адгезійною) та деформаційною (механічною) складовими в загальному випадку залежить від ряду факторів, а саме: виду контакту, фізико-механічних властивостей матеріалів, структури їх поверхні. Встановлено, що при контакті гуми з гладкими поверхнями молекулярна складова коефіцієнта зчеплення перевищує деформаційну майже в 2 рази, у разі контакту з шорсткими поверхнями – співвідношення буде зворотнім, величина якого буде залежати саме від структури нерівностей поверхні покриття

Ларін О.М. [3] на основі молекулярно-механічної теорії запропонував для визначення коефіцієнта зчеплення використовувати наступний вираз:

$$f = \frac{3.9 \cdot B \cdot C_o \cdot K_n}{E^{0.86} \cdot G} \int_b^a \left(t_c \cdot q_z^{0.86} + \left[b + a \cdot \frac{h^{\frac{1}{2}}}{R_H^{\frac{1}{2}}} \cdot q_z^{1.86} \right] \right) dx; \quad (3)$$

де B – ширина зони контакту;

C_o – коефіцієнт, що враховує відхилення форми контакту від прямокутника;

K_n – емпіричний коефіцієнт;

E – модуль пружності гуми протектора;

G – навантаження на колесо;

t_c – опір зсуву адгезійного зв’язку;

q_z – дотичне напруження в зоні контакту;

β – п’єзокоефіцієнт молекулярної складової тертя;

a – коефіцієнт гістерезисних витрат;

h – заглиблення шини в нерівності покриття;

R_H – радіус заокруглень виступів шорсткості;

ξ – змінна інтегрування.

Серед недоліків виразу (1-3) можна відзначити наявність емпіричних коефіцієнтів та практично відсутність характеристики поверхні покриття, що також не дозволяє здійснювати проектування покриття із заданими властивостями.

Павлюк Д.О. [4] при розробленні математичної моделі взаємодії колеса автомобіля з дорожнім покриттям запропонував для визначення коефіцієнта зчеплення використовувати вирази:

$$f^r = \frac{R_1 + R_{2max}}{Q}$$

$$R_1 = 0,68B \left(\frac{Q^5}{(b_1 + b_2 N)^5 R_H E_o^2 i_H^4} \right)^{\frac{1}{3}} (1-s); \quad R_{2max} = Fr_{об} \sin \left(k_{p,кр} \frac{L}{2r_D} \right); \quad (4)$$

$$k_{p,кр} = \frac{2r_D}{L} \arcsin \left(\frac{2R_s}{Fr_{об}} \right)$$

де R_1, R_2, R_s – складові сили зчеплення;;

Q – сила тиску колеса на покриття.

N – навантаження на колесо;

b_1, b_2 – емпіричні коефіцієнти;

E_o – динамічний модуль пружності гуми протектора;

R_H – радіус виступів шорсткості;

i_H – щільність виступів шорсткості;

$r_{об}$ – радіус ободу колеса;

r_D – динамічний радіус колеса;

Φ – жорсткість шин у поздовжньому напрямку;

k_p – коефіцієнт розбіжності кутових швидкостей ободів гальмуючого і вільного коліс.

Як видно із виразу (4) у якості вихідних параметрів у даній математичній моделі використовуються ряд структурних параметрів (рис. 1), зокрема:

R_H – середній радіус виступів на поверхні покриття;

i_H – щільність виступів на поверхні покриття ($i_H = 1/S$);

h_{cp} – середня глибина впадин на поверхні покриття;

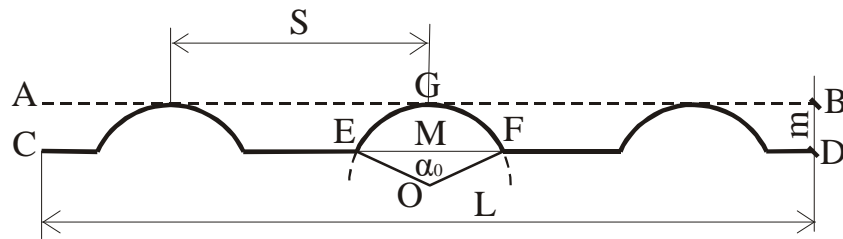


Рис. 1 – Модель поверхні покриття.

Висновок: математична модель Павлюка Д.О. [4] найбільш повно характеризує поверхню покриття, тому в подальших дослідженнях спробуємо адаптувати саме цю модель для вивчення процесів взаємодії велосипедних шин із дорожнім покриттям та подальшого проектування дорожніх покриттів для руху велосипедів із заданими техніко-експлуатаційними властивостями.

Список літератури

1. Петров М. А. Работа автомобильного колеса в тормозном режиме / М. А. Петров – Омск, 1973. – 224 с.
2. Крагельський И.В. Основы расчетов на трение и износ / И.В. Крагельський, М.Н. Дробычин, В.С. Комбалов. – М.: Машиностроение, 1977. – 526 с
3. Ларин А.Н. Сцепление автомобильной шины с дорогой покрытой слоем воды: автореф. дис. ... канд. тех. наук: спец. 05.22.11 / А.Н. Ларин. – Х., 1989. – 18 с.
4. Павлюк Д.О. Основы і застосування теорії зчпних якостей дорожнього покриття: дис. ... докт. техн. наук: спец. 05.22.11 / Д.О. Павлюк. – К., 1996. – 480 с.

АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЇ ПОКРИТТЯ ПРОСТОРОВОЇ ОБОЛОНКИ З КОРОТКИХ МЕТАЛЕВИХ СТЕРЖНІВ

О.М. Швець, *магістрант гр. Бі 17 М*

В.М. Сідей, *викладач*

Центральноукраїнський національний технічний університет

З коротких металевих стержнів можна утворювати різні просторові ґратчасті конструкції, придатні для перекриття великих просторів. Такі конструктивні системи останнім часом одержали широке поширення і їх ефективно використовують у плоских і криволінійних покриттях суспільних і виробничих будинків.

Застосування просторових ґратчастих конструкцій у сучасному будівництві дозволяє:

- домагатися органічної єдності конструкції й архітектурної форми;
- створювати виразні архітектурні рішення внутрішнього простору і спорудження в цілому;
- перекривати приміщення з будь-якою конфігурацією плану;
- істотно полегшувати масу покриття, підвищуючи за рахунок цього ефективність роботи конструкції на корисні навантаження;
- за рахунок багаторазової повторюваності уніфікувати елементи та вузлові деталі, забезпечувати можливість потокового виготовлення їх на висококомеханізованих заводах;
- зручно і легко транспортувати збірні елементи з заводу-виготовлювача до місця будівництва;
- звести роботу на будівельному майданчику до простої та швидкої зборки елементів.

Недоліками просторових ґратчастих систем покриття вважають підвищену трудомісткість виготовлення елементів і труднощі виконання вузлів у порівнянні з традиційними рішеннями металевих конструкцій. При серійному виготовленні стандартних елементів на заводах ці недоліки варто розглядати як особливості ґратчастих конструкцій з коротких стрижнів.

Коли були знайдені раціональні рішення схем, вузлів і з'явилися методи розрахунку на ЕОМ складних багаторазово статично невизначених конструкцій, ґратчасті просторові покриття одержали бурхливий розвиток у світовій будівельній практиці і серед прогресивних конструкцій сприяли появі різних просторових систем, що характеризуються багатим різноманіттям форм. У цілому всі ґратчасті просторові конструкції можна розділити на дві основні групи: перехресно-стрижневі конструкції і сітчасті оболонки.

Перехресно-стрижневими називаються просторові конструкції, що складаються зі зв'язаних між собою у вузлах перетинання балок або ферм, що працюють на вигин у двох або більш напрямках. Різні типи перехресно-стрижневих конструкцій утворюються перетинанням плоских ферм у двох, трьох або навіть чотирьох напрямках. Оскільки в цілому конструкції покриття виявляються плоскими у виді просторових стрижневих плит, то надалі скорочено будемо називати їх плитами. Похилі ферми при взаємному перетинанні утворюють на площинах верхніх і нижніх поясів плит сітки з квадратним осередком. У плані осередку поясів виявляються зміщеними одна щодо іншої. Такі плити являють собою конструкції, утворені як би з багаторазово повторюваних стрижневих пірамід із квадратною основою.

Типи стрижневих плит дозволяють компоувати покриття будь-якої форми в плані, у даному випадку вибираємо квадратний обрис. Основною умовою при призначенні форми плити є забезпечення просторової роботи конструкції покриття, тобто сприйняття нею розрахункових зусиль у двох або трьох напрямках. Тільки при такому підході до застосування стрижневих плит покриття буде легким і економічним.

Найбільш раціональним профілем для стрижнів плит є труба круглого перетину. За умови однакової гнучкості стиснутого перетину застосування круглої труби дозволяє заощаджувати метал до 15% у порівнянні з парою рівнобоких куточків, з'єднаних між собою прокладками за аналогією з конструкцією стрижнів легких кроквяних ферм.

При розрахунку структури оболонки приймаємо переріз для елементів структури: труба кругла, розмір чарунки – 2м. Розрахунок проводиться тільки на снігове навантаження оскільки вітрове за абсолютним значенням менше снігового.

На квадраті зі стороною 2 м знаходяться чотири стержні (довжиною 1м) верхнього шару структури, на які передається снігове навантаження. З огляду на симетрію розраховується частина конструкції (половина).

Розрахункова схема приведена на рис. 1

Зображення 1

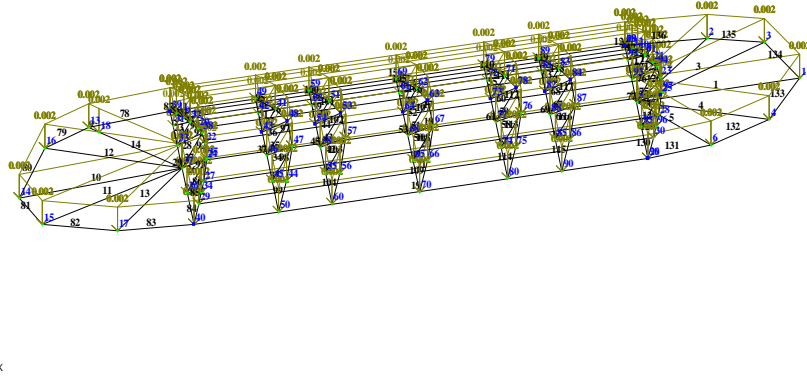


Рисунок 1 - Розрахункова схема оболонки

Фрагмент з характеристикам перерізу стержня та з навантаженнями на рис.2.

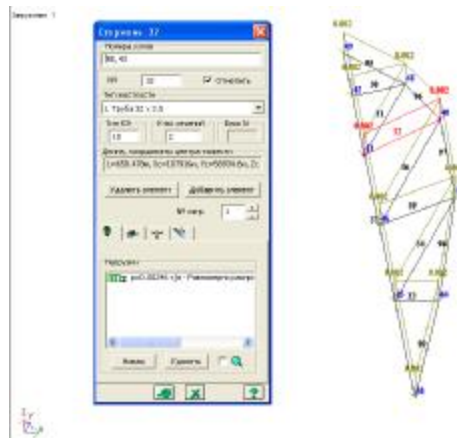


Рисунок 2 - Фрагмент з характеристиками перерізу стержня та з навантаженнями

Епюра поздовжніх зусиль верхнього шару структури – на рис. 3.

Епюра поздовжніх зусиль у розкосах структури – на рис. 4.

Епюри поздовжніх зусиль в стержнях нижнього шару структури – на рис.5.

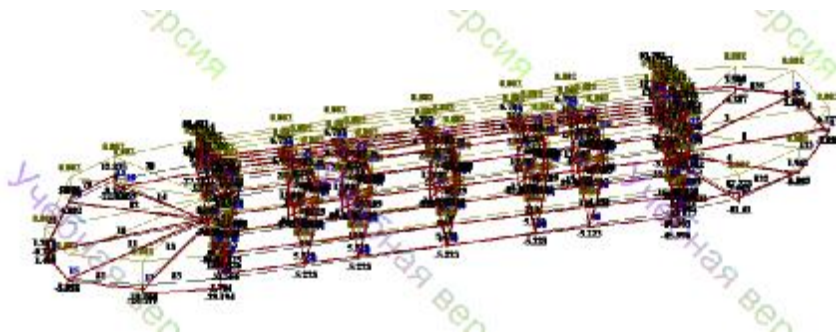


Рисунок 3 - Епюра поздовжніх зусиль верхнього шару структури

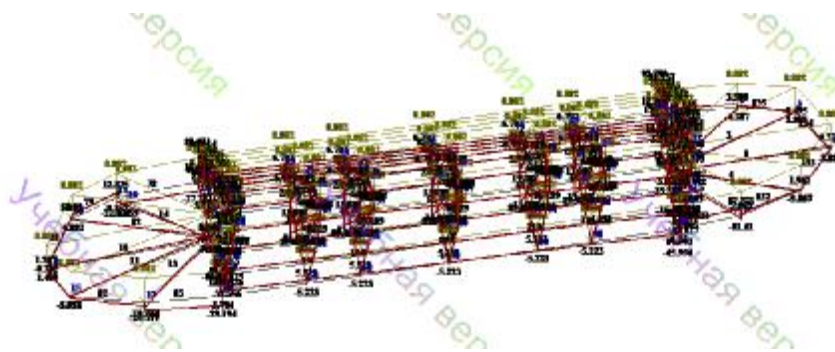


Рисунок 4 - Епюра поздовжніх зусиль у розкосах структури

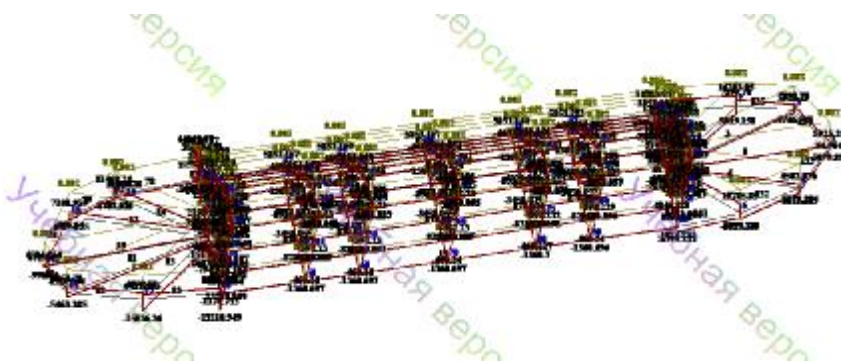


Рисунок 5 - Епюра поздовжніх зусиль в стержнях нижнього шару структури

Проводячи аналіз зусиль і напружень в стержнях просторової оболонки обґрунтовано визначаються оптимальні параметри конструкції металевої просторової оболонки.

Список літератури

1. Сverdlov В. Д. Металеві циліндричні стержневі покриття : монографія / В. Д. Сverdlov, О. І. Сіанов. – Вінниця : «УНІВЕРСУМВінниця», 1999. – 134 с.
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. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с