

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій  
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
до кваліфікаційної роботи

**магістра**

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Проект силосного корпусу з дослідженням згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень»**

Виконав: студент II курсу, групи МБд-21

спеціальності (напряму підготовки) 192

**«Будівництво та цивільна інженерія»**

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Будівський В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Данильченко С.М.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України  
 Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
 (повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри \_\_\_\_\_

« \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 р.

**ЗАВДАННЯ  
 НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА**

Будівський Володимир Павлович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект силосного корпусу з дослідженням згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від « 28 » вересня 2020 року № 4/7 – 681

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 15.12.2020 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Силосний корпус, місто будівництва – Чортків, кількість банок – 12 шт., об'єм зерна, що може зберігатись – 12 тис. тон, банки силосу – металеві, фундаменти залізобетонні. Наукові дослідження деформативності та тріщиностійкості підсилених та невідсилених залізобетонних конструкцій за дії малоциклових навантажень.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будмайданчику, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, збір навантаження на фундаменти силосу, розрахунок несучої здатності монолітного залізобетонного фундаменту, розрахунок конструкцій монолітного залізобетонного фундаменту та норійної ями, огляд літератури щодо впливу малоциклових навантажень на роботу залізобетонних конструкцій, огляд методики попередньо проведених експериментальних досліджень балок до та після підсилення композитними матеріалами, опрацювання результатів досліджень та формування висновків, заходи з охорони праці, безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) 3-D візуалізація силосноо корпусу, генплан, загальний план фундаментів та розрізи, специфікації, конструктивні креслення завальної ями, конструктивні креслення норійної ями, конструктивні креслення підпірної стінки, мета та задачі досліджень, програма та методика експериментальних досліджень, результати досліджень та висновки.

## 6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 28.09.2020 р.

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальні рішення.	05.10.2020	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	18.10.2020	
3	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	25.10.2020	
4	Збір навантаження на фундаменти.	30.10.2020	
5	Розрахунок несучої здатності монолітного залізобетонного фундаменту.	05.11.2020	
6	Визначення несучої здатності конструкцій монолітного залізобетонного фундаменту.	10.11.2020	
7	Визначення несучої здатності конструкцій норійної ями.	15.11.2020	
8	Огляд літератури по мало цикловим навантаженням.	22.11.2020	
9	Опрацювання методики експериментальних досліджень.	30.11.2020	
10	Обробка попередньо отриманих експериментальних даних.	03.12.2020	
11	Опрацювання отриманих результатів.	08.12.2020	
12	Аналіз результатів та формулювання висновків.	10.12.2020	
13	Розробка заходів охорони праці.	12.12.2020	
14	Розробка заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	15.12.2020	

Студент

(підпис)

Будівський В.П.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

## Зміст

	Ст.
<b>Вступ.....</b>	<b>6</b>
<b>Розділ 1. Архітектурно-будівельний .....</b>	<b>9</b>
1.1 Загальна характеристика ділянки .....	9
1.1.1 Географічне положення ділянки .....	9
1.1.2 Кліматичні умови .....	9
1.1.3 Транспортні зв'язки .....	11
1.1.4 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки .....	11
1.2 Генеральний план .....	11
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення .....	11
1.2.2 Розбивочний план та вертикальне планування .....	12
1.2.3 Техніко-економічні показники генплану .....	13
1.3 Об'ємно-планувальні рішення .....	13
1.3.1 Характеристика функціонального процесу .....	13
1.3.2 Технологія завантаження і розвантаження силосів зерном .....	13
<b>Висновки до розділу 1 .....</b>	<b>14</b>
<b>Розділ 2. Розрахунково-конструктивний .....</b>	<b>15</b>
2.1 Інженерно-геологічний опис будівельної ділянки .....	15
2.2 Збір навантаження на фундамент силосу об'ємом на 1000 т зерна ...	18
2.2.1 Визначення ваги стінки силосу .....	18
2.2.2 Визначення вертикального навантаження від зерна через силу тертя .....	19
2.2.3 Визначення ваги фундаменту .....	20
2.2.4 Визначення ваги ґрунту на подушці фундаменту .....	20
2.2.5 Визначення ваги зерна на подушці фундаменту .....	20
2.2.6 Розрахунок тимчасового снігового навантаження .....	21
2.3 Розрахунок несучої здатності фундаменту ФМ8Б – під стінку силосу .....	21
2.3.1 Визначення несучої здатності ґрунту .....	21
2.3.2 Розрахунок напруження, яке виникає під подошвою фундаменту ....	22

2.3.3	Визначення запасу міцності ґрунту .....	23
2.4	Розрахунок фундаменту під силос за деформаціями методом пошарового додавання .....	23
2.5	Розрахунок конструкції фундаменту ФМ8Б .....	26
2.5.1	Розрахунок робочої арматури залізобетонного кільця фундаменту ..	27
2.5.2	Розрахунок робочої арматури підшви фундаменту ФМ8Б .....	31
2.6	Розрахунок норійної ями .....	32
2.6.1	Підготовка даних до розрахунку на ПЕ.....	32
2.6.2	Побудова розрахункових моделей в ПК «Мономах».....	33
2.6.3	Результати розрахунку норійної ями .....	34
	<b>Висновки до розділу 2 .....</b>	<b>37</b>
	<b>Розділ 3. Науково- дослідний .....</b>	<b>38</b>
3.1	Стан питання вивчення малоциклових навантажень, що діють на залізобетонні конструкції .....	38
3.2	Мета та задачі досліджень .....	42
3.3	Деформативність експериментальних балок .....	43
3.4	Тріщиностійкість експериментальних балок .....	48
	<b>Висновки до розділу 3 .....</b>	<b>50</b>
	<b>Розділ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях ...</b>	<b>51</b>
4.1	Загальні положення охорони праці .....	51
4.2	Підготовка майданчика будівництва .....	51
4.3	Виконання розвантажувально-навантажувальних робіт .....	52
4.4	Ведення вогневих робіт .....	53
4.5	Забезпечення засобами захисту .....	54
4.6	Виробнича санітарія .....	55
4.7	Пожежна безпека .....	56
4.8	Розрахунок вібраційного впливу при ущільненні ґрунту на етапі зворотньої засипки .....	56
4.9	Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	57
	<b>Висновки до розділу 4 .....</b>	<b>59</b>
	<b>Загальні висновки .....</b>	<b>60</b>
	<b>Бібліографія .....</b>	<b>61</b>

## ВСТУП

**Актуальність теми роботи.** На сучасному етапі перебудови економіки, технічного прогресу й науково-технічної революції на перший план виходить необхідність швидкої перебудови виробництва з використанням нових високоефективних технологій. Заміна технологій та устаткування пов'язана, як правило, із збільшенням навантажень на конструкції, необхідністю перепланування приміщень, надбудовою будівель і споруд, пропусканням нових комунікацій.

На сьогоднішній день потужностей для зберігання зерна Україні бракує. Останніми роками ми збираємо рекордні врожаї зернових культур. За оцінками аграрних експертів, врожай зернових культур у 2015 році оцінюється на рівні 36,7 млн. тон, перевищивши показники 2014 року майже на 2 млн. тон. Якщо брати до уваги, що внутрішнє споживання зернових у цьому році становитиме майже 24 млн. тон, то в цілому можна констатувати, що Україна виробляє зернових у 2,5 рази більше, аніж споживає.

Велика кількість споруд для зберігання зернових на сьогоднішній день не відповідає сучасним вимогам, що ставляться до них. Не винятком є силосний корпус в м. Чортків, який тривалий час був недобудованим та завершення будівництва якого буде розглядатись в даній роботі. В результаті відсутності експлуатації даної споруди, частина її конструкцій знаходиться в непридатному для подальшої експлуатації стані, що вимагає їх відновлення та підсилення.

Окрім завершення зведення силосного корпусу в даній магістерській роботі вивчено питання роботи залізобетонних конструкцій до та після їх підсилення, зокрема при дії на них малоциклових навантажень, що є типовими для будівель такого призначення.

**Мета роботи:** встановити вплив малоциклового навантаження на деформативність та тріщиностійкість підсилених композитними матеріалами згинальних залізобетонних елементів.

Для досягнення мети в роботі ставилися такі **задачі:**

- проаналізувати попередньо отримані експериментальні дані досліджень згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами, при дії на них малоциклового навантаження;

- встановити вплив малоциклового навантаження на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами;

- визначити ефект від підсилення згинальних залізобетонних елементів в порівнянні із такими ж зразками, що досліджувались без підсилення.

**Об'єкт досліджень:** підсилення згинальних залізобетонних елементів.

**Предмет дослідження:** деформативність та тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами.

**Методи дослідження:** аналіз літературних джерел, теоретичні дослідження, порівняння експериментальних та теоретичних даних.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Робота виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету ім. Івана Пулюя.

**Наукова новизна отриманих результатів:**

- отримали подальший розвиток дослідження згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами, при дії на них малоциклового навантаження;

- отримано нові дані деформативності та тріщиностійкості підсилені композитними матеріалами згинальних залізобетонних елементів, при дії на них малоциклового навантаження.

**Практичне значення отриманих результатів.**

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектуванні підсилення згинальних залізобетонних конструкцій будівель різного призначення.

**Апробація.** Окремі результати роботи доповідались на ІХ Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 25 – 26 листопада 2020 р.

**Публікації.** Дослідження підсилених залізобетонних конструкцій при дії малоциклових навантажень / О.П. Конончук, О.Б. Скоренький, Т.А. Возна, В.П. Будівський, А.Я. Тарас // Збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 25 – 26 листопада 2020 року — Т. : ТНТУ, 2020 — Том І. — С. 29-30. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій).

**Ключові слова.** Залізобетон, вуглепластики, підсилення, згинальні елементи, малоциклові навантаження.



## РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

### 1.1 Загальна характеристика ділянки

#### 1.1.1 Географічне положення ділянки

Ділянка де знаходиться силосний корпус, що підлягає добудові, потужністю 12 тис. тон розташована у місті Чортків. Чортків є районним центром, а Чортківський район є одним з найбільших районів Тернопільської області.

Територія елеватора розташована на Подільському горбогір'ї Опілля. При загальному огляді поверхня території має рівнинний, злегка хвилюватий характер.

Місто (як і вся Тернопільська область) розташоване в межах Волино-Подільської частини (плити) Східно-Європейської (Руської) платформи. В її геологічній будові беруть участь осадові породи верхнього протерозою, палеозою, мезозою, кайнозою, які залягають на докембрійському кристалічному фундаменті. Породи цього фундаменту на значній глибині, на поверхню не виходять. Біля будівлі були пробурені глибокі свердловини для вивчення складу порід докембрію, палеозою; порода складена темно-сірими базальтами, туфами, туфітами, які перешаровуються з аркозовими пісковиками та гравелітами. Абсолютний вік базальтів 538 млн років.

#### 1.1.2 Кліматичні умови

Клімат Чорткова, як і всієї Тернопільської області, є помірно-континентальним; для нього характерні нежарке літо, м'яка зима і достатня кількість опадів.

Упродовж року на клімат міста впливають повітряні маси з Атлантики (*зумовлюють циклональну погоду*) та континентальне повітря:

- взимку проникають відлиги сибірських антициклонів, спричиняючи холодну погоду;
- влітку впливає азорський максимум;

•навесні, на початку осені — холодні арктичні повітряні маси.

Місто розташоване на межі двох кліматичних підрайонів області — Центрального та Південного.

Центральний називають холодним Поділлям:

- середня температура повітря за рік —  $+6,8^{\circ}\text{C}$ ;
- сума активних температур —  $2400\text{--}2500^{\circ}\text{C}$ ;
- найкоротше літо (98-90 днів);
- найкоротший безморозний період (150–165 днів);
- найбільше днів із сніговим покривом (85—93 дні);
- випадає понад 600-665 мм опадів на рік.

Південний називається теплим Поділлям:

- середньорічна температура повітря  $+7,3^{\circ}\text{C}$ ;
- січня  $-4,5^{\circ}\div -5^{\circ}\text{C}$ , липня  $+19^{\circ}\text{C}$ ;
- сума активних температур на рівних ділянках  $2500\text{...}2600^{\circ}\text{C}$ , до  $2700^{\circ}\text{C}$  на понижених місцях крайнього південного сходу;
- весна настає на 2 тижні раніше, ніж на решті території області. Тут добрі умови для вирощування теплолюбних культур, особливо на схилах південної експозиції.

Згідно з кліматичним районуванням території України м. Чортків відноситься до зони V-II, зони значного зволоження в окремі періоди року.

Дата переходу середньодобової температури: через  $0^{\circ}\text{C}$  – 15.03 і 23.11 восени, через  $5^{\circ}\text{C}$ - 6.04 навесні і 27.10 восени, через  $10^{\circ}\text{C}$  -26.04 навесні і 30.09 восени.

Середня висота снігового покриву – 24см. Нормативна глибина промерзання ґрунту – 0,8м.

На територію міста надходять повітряні маси з Атлантичного океану. Взимку вони приносять потепління, відлигу, велику хмарність, опади у вигляді дощу або мокрого снігу. Влітку – прохолодну, хмарну та дощову погоду.

Весною і на початку осені на території району проникає континентальне арктичне повітря, яке приносить різке похолодання. Зимою сюди вриваються

повітряні маси зі сходу Євразії, які приносять холодну погоду. Проте, незважаючи на дещо прохолодний клімат, в районі є велика кількість родючих ґрунтів з яких збирають великий урожай зернових культур, що і спричиняє необхідність спорудження проектового елеватора.

### **1.1.3 Транспортні зв'язки**

У м. Чортків відносно близьке розташування до Тернополя (*близько 70 км*), проте, сказати, його розташування є сприятливим для розвитку торгівлі та транспорту не можна. Проте, у самому Чортківському районі добре налагоджена транспортна сітка між селами та самим районним центром.

### **1.1.4 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки**

На території міста поширені ясно-сірі опідзолені ґрунти (невеликими островцями, приурочені до найбільш піднятих і розчленованих форм рельєфу), сірі опідзолені ґрунти (поширені на горбистих місцевостях). Загалом, геологічні дослідження ділянки та аналіз ґрунту пробуреного з шурфів показав що по всій території елеватора є такі ґрунти:

- насипний ґрунт - суглинок з домішками будівельних відходів до 20%, не зложений, темно сірий;
- чорноземний ґрунт – суглинок гумусований, темно-сірий;
- глина тугопластична озалізнена, жовто-сіра;
- суглинок напівтвердий, коричнево-жовтий.

Ґрунтові води залягають на глибині - 9 м від поверхні.

## **1.2 Генеральний план**

### **1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення**

Місце положення визначалось таким чином щоб в майбутньому були всі умови для нормального його функціонування і розвитку в мінімальні терміни.

Основні критерії вибору місця:

- наявність зручного місця для під'їзду до елеватора та додаткових будівель;
- природні умови, топографічні, геологічні, гідротехнічні, метеорологічні;
- наявність полів на яких буде вирощуватись зерно для подальшого зберігання у силосах;
- наявність автомобільних доріг;
- розмір витрат на будівництво доріг для здійснення транспортних зв'язків в період реконструкції та експлуатації підприємства;
- наявність в районі реконструкції робочої сили і житлового фонду;
- енергетичні ресурси;
- можливість кооперування з іншими підприємствами в районі.

Після інженерних вишукувань та обстеження місцевих умов будівництва для отримання відомостей, які висвітлюють всі фактори, що мають значення для реконструкції елеватора, було прийнято позитивне рішення про можливість проведення реконструкції.

### **1.2.2 Розбивочний план та вертикальне планування**

Територія елеватора проходить в нульових відмітках. Водовідвід для стікання води передбачений відмостками з ухилом 5 % до сторони зелених зон. На території передбачено автомобільні шляхи шириною 4 м для проїзду тяжких автомобілів з зерном. Дорога спроектована навкруг всього комплексу елеватора. Повздовжній профіль автомобільних шляхів та стоянки плавно лягає на існуючий рельєф та в місцях збору води передбачені лотки для відведення дощових вод які надалі очищаються.

При загальному огляді поверхня території має рівнинний, хвилястий характер. Проте, перепад між існуючими висотами становить 1,2 м. Тому, було прийняте рішення збирати увесь ґрунт, на ділянці реконструкції силосів до єдиної абсолютної відмітки 353,600, яка і прийнята за проектний «0,000». По всій території елеватору виконується бетонна стяжка з бетону класу С16/20. Найвища

відмітка 356, найнижча 350,30. Відмітка 0,000 елеватора дорівнює рівню землі по осі «Б» на генплані 353,6.

### **1.2.3 Техніко-економічні показники генплану**

Генплан елеватора містить наступні техніко-економічні показники:

- загальна площа ділянки – 0,5 га;
- площа забудови – 1603,4 м<sup>2</sup> (в тому числі існуюча – 667,8 м<sup>2</sup>);
- площа асфальтового покриття Тип 1 – 400,0 м<sup>2</sup>;
- площа асфальтового покриття Тип 4 – 321,0 м<sup>2</sup>;
- площа вимощення бетонною стяжкою – 835,0 м<sup>2</sup>;
- площа газонів – 1890,6 м<sup>2</sup>.

## **1.3 Об'ємно-планувальні рішення**

### **1.3.1 Характеристика функціонального процесу**

Основна функція силосу – це зберегти ту якість і кількість зерна, яка в них поміщається. З моменту революційних досягнень в технології зберігання, якість зерна, що вивантажується із сховища може бути такою ж, яка були при її закладці.

Зерно заховують у силосах методом зберігання насипом. Для того, щоб зберегти зерно від протухання, зберігаючись у такій великій кількості в одному місці, його додатково вентилують. Вентиляція здійснюється за допомогою спеціальних вентнасосів через вентканали у фундаменті силосів. Типовий силос є одноповерховою будівлею із діаметром 12 м, та висотою в загальному 13 м.

Для зберігання зерна передбачені 12 силосів. Площа одного силосу 113,04 м<sup>2</sup>.

### **1.3.2 Технологія завантаження і розвантаження силосів зерном**

Навколо елеватора влаштована дорога, по якій рухатимуться вантажні автомобілі. Напрямок дороги влаштований таким чином, що, проїжджаючи по ній,

авто спочатку рухається до завальної ями, у яку може спокійно вивантажити зерно. Завальна яма розрахована на автомобілі вагою до 60 т. Зерно, проходячи через завальну яму, потрапляє на транспортуючу міні-норію і транспортером рухається до центральної норії, яка знаходиться в норійній ямі. Центральна норія піднімає зерно до верхньої транспортуючої галереї, через яку воно подається у силоси.

Вивантаження відбувається в максимально простий спосіб. У фундаменті влаштований спеціальний канал, в якому знаходить транспортер. Відповідно цей транспортер, здійснюючи кругові оберти транспортує зерно на конвеєр, який влаштований біля підніжжя силосів. Конвеєри подають зерно на центральну норію, яка, піднімаючи його, через ще одну галерею передає його на вигрузні бункери. Вивантаження зерна на транспортуючі автомобілі, відбувається через вище згадані бункери.

### **Висновки до розділу 1**

1. Проведено аналіз інженерних умов будівництва об'єкту, враховано особливості кліматичного розташування та призначення будівлі. На підставі проведеного аналізу, прийнято об'ємно-планувальні та технічні характеристики елеватора.
2. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об'єкт.
3. Описана технологія та особливості подальшої експлуатації силосного корпусу.

## РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

### 2.1 Інженерно-геологічний опис будівельної ділянки

При загальному огляді поверхня території має рівнинний, хвилястий характер. Проте, перепад між існуючими висотами становить 1,2 м. На території місця реконструкції виявлені:

- насипний ґрунт - суглинок з домішками будівельних відходів до 20%, не зложений, темно сірий;
- чорноземний ґрунт – суглинок гумусований, темно-сірий;
- глина тугопластична озалізнена, жовто-сіра;
- суглинок напівтвердий, коричнево-жовтий.

Рівень ґрунтових вод знаходиться на відмітці -9 м.

Для розроблення геологічного розрізу було пробурено 3 шурфи глибиною 6 м на місці розташування силосів. Схема розташування шурфів подана на рис. 2.1.

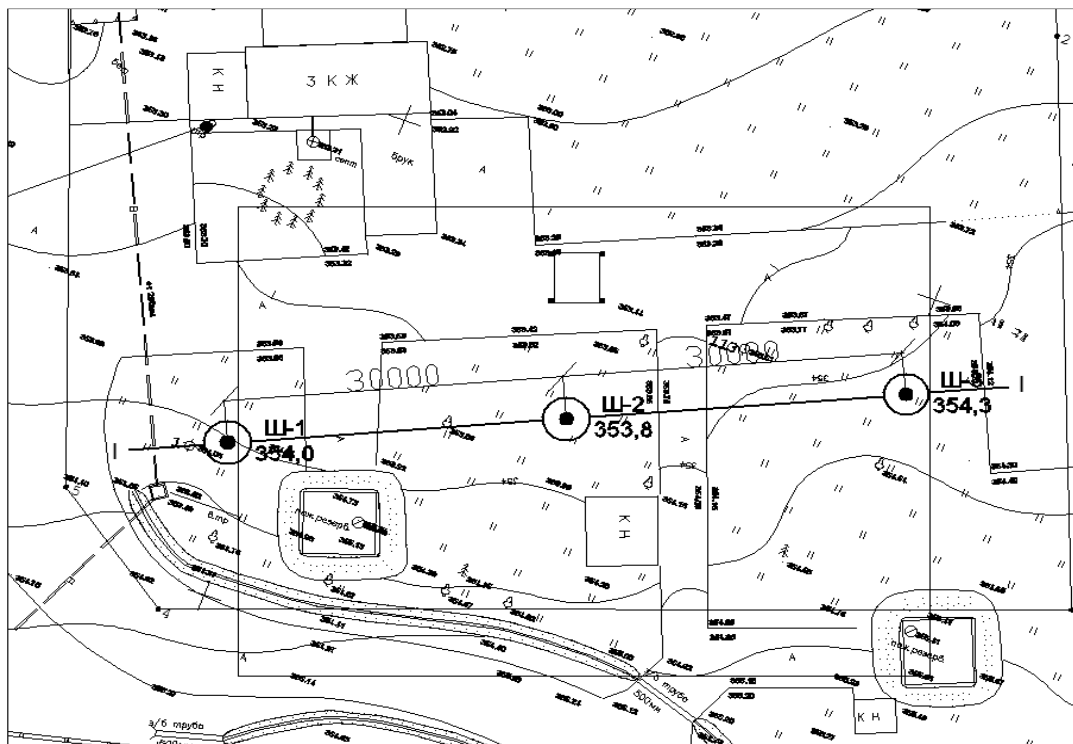


Рисунок 2.1 – Розташування шурфів на генплані

На основі інженерно-геологічних даних, взятих із пробурених шурфів побудований інженерно-геологічний розріз ділянки (рис. 2.2).

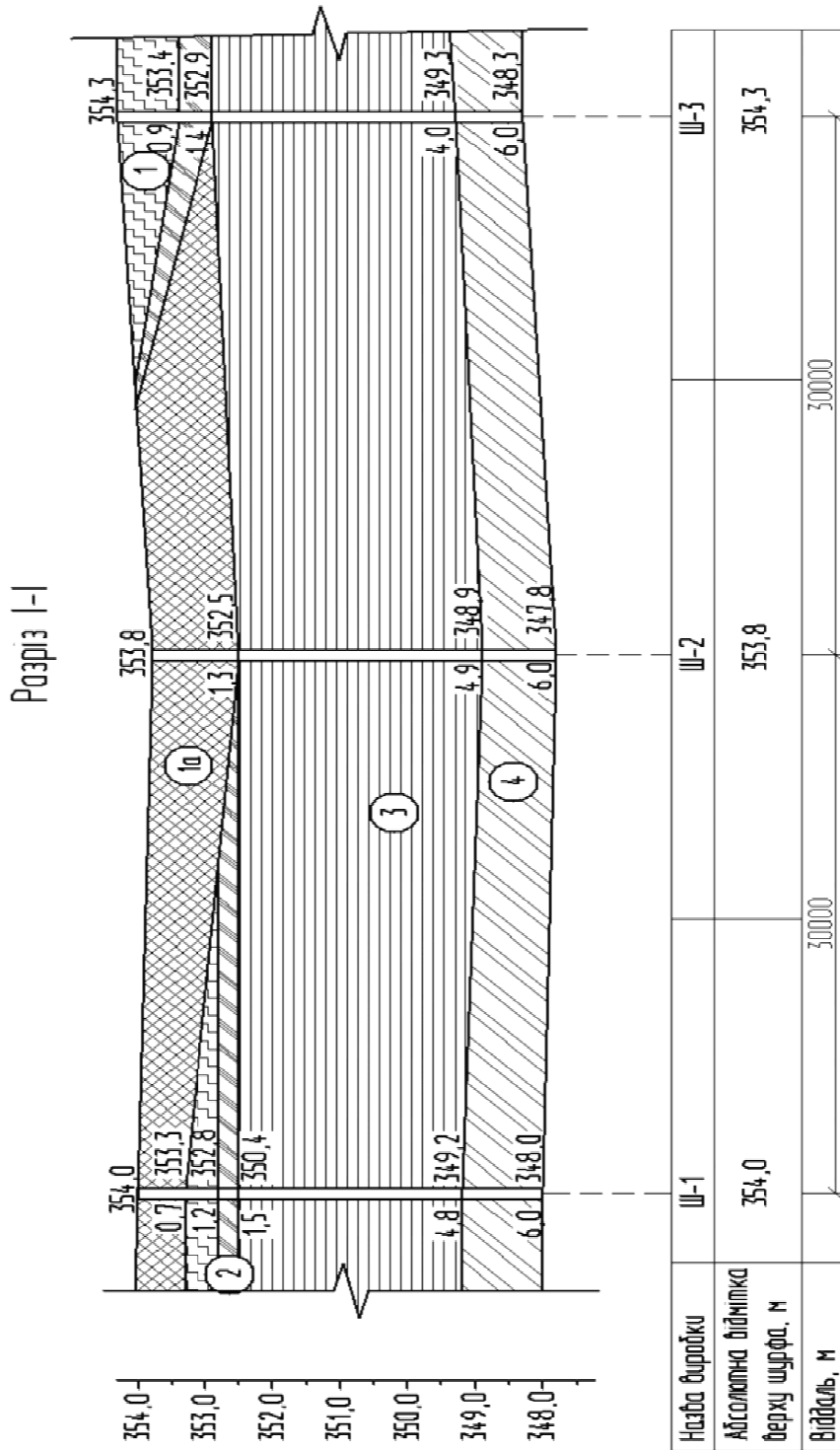

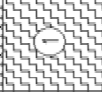





Рисунок 2.2 – Інженерно-геологічний розріз ґрунту

Із кожного шару ґрунту були взяті проби, які потім досліджувалися у спеціальній лабораторії, на підставі її висновків була складена таблиця характеристик ґрунтів, яка відображена у табл. 2.1.



Таблиця 2.1 – Нормативні і розрахункові значення показників властивостей ґрунтів

Номер інженерно-геологічного елемента	Назва ґрунту, ДСТУ Б В.2.1-2-96	Значення для класифікації						Значення для розрахунків										Група ґрунту в залежності від трудності (таб. 1 ДБН Д.2.2-1-99)	Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями (таб. 1.1 ДБН В.1-12:2006)
		Нормативні						Нормативні				Розрахункові							
		Природна вологість, дол. од.	Число пластичності	Показник текучості	Щільність т/м.куб.	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Питома вага кН/м.куб.	Модуль деформації, МПа	Кут внутрішнього тертя, градус	Питома зчеплення, кПа	γ <sub>2</sub>	γ <sub>1</sub>	φ <sub>2</sub>	φ <sub>1</sub>	С <sub>2</sub>	С <sub>1</sub>		
	Насипний ґрунт-суглинок з домішками будівельних відходів до 20% не злазаний, темно-сірий	0.16	-	-	1.62	-	-	16.80	-	29	12	16.70	-	29	-	12	-	9	IV
	Чорноземний ґрунт-суглинок гумусований темно-сірий	0.16	-	-	1.73	-	17.30	-	16	16	17.10	-	16	-	16	-	9	IV	
	Суглинок з наливками гумусу напівтвердий сірувато-жовтий	0.28	0.19	0.31	1.81	0.60	18.10	0.70	9	17	18	18.00	-	17	-	18	-	35	II
	Глина тугопластична озалізнена, жовто-сіра	0.24	0.20	0.32	1.87	0.82	18.70	0.80	14	15	41	18.50	-	15	-	41	-	8	II
	Суглинок напівтвердий коричнево-жовтий	0.22	0.15	0.20	1.89	0.74	18.90	0.81	17	23	25	18.80	-	23	-	25	-	35	II

Рівень ґрунтових вод - 9м

## 2.2 Збір навантаження на фундамент силосу об'ємом на 1000 т зерна

Таблиця 2.2 – Навантаження на 1 м.п. фундаменту ФМ8Б

/п	Найменування навантаження	Характеристичне значення навантаження, т/м.п.	Розрахункові навантаження, т/м.п.			
			експлуатаційне		граничне	
			$\gamma_{fe}$	значення	$\gamma_{fm}$	значення
Постійні навантаження:						
	Вага стінки силосу	0,66	1,0	0,66	,05 <sup>1</sup>	0,70
	Вертикальне навантаження від зерна ( <i>через тертя</i> )	5,44	1,0	5,44	,2 <sup>1</sup>	6,52
	Вага фундаменту	3,29	1,0	3,29	,1 <sup>1</sup>	3,62
	Вага ґрунту на подушці фундаменту	1,49	1,0	1,49	,1 <sup>1</sup>	1,63
	Вага зерна на подушці	2,21	1,0	2,21	,1 <sup>1</sup>	2,43
	Всього:			13,08		14,9
Тимчасове навантаження:						
	Снігове навантаження на конструкцію силосу	0,59	1,0	0,59	,14 <sup>1</sup>	0,67
	Всього:			0,59		0,67
Загалом:				$\sum q_H =$		$\sum q_P = 1$
				13,67		5,57

### 2.2.1 Визначення ваги стінки силосу

Загальна вага металевої силосної конструкції становить 25т. Щоби визначити, яке навантаження від ваги банки припадає на 1 м.п. поділимо вагу, яка розподіляється від конструкції на довжину кола, вздовж якого вона розташована:

$$P_1 = \frac{P}{L_c} = \frac{25}{2 \cdot 3,14 \cdot 6} = 0,66 \frac{\text{тс}}{\text{м}}$$

### 2.2.2 Визначення вертикального навантаження від зерна через силу тертя

Особливою властивістю зерна є те, що воно, знаходячись в межах певної конструкції і діючи, під дією сили тяжіння власною вагою на дно, також, здатне через силу тертя розподілятися і на стінку конструкції, яка її відгороджує. Тому спричиняється додаткове вертикальне навантаження на стінку силосу.

Щоб знайти цю силу нам необхідно всю масу зерна розподілити на всю площу стінки силосу, враховуючи його природній кут розподілення навантаження та коефіцієнт тертя. Після того, як ми знайдемо величину тиску, яка розподіляється на всю площу стінки силосу, ми зможемо знайти величину, яка припадає на 1м.п. фундаменту силосу (поділивши всю силу на довжину кола, вздовж якого стоїть силосна банка).

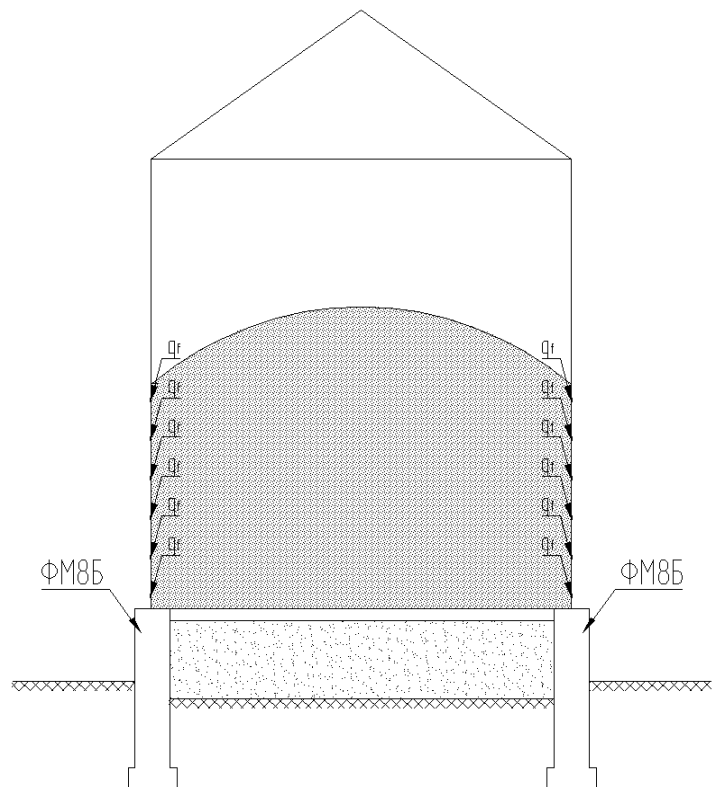


Рисунок 2.3 – Передача навантаження через силу тертя

$$q_f = q_n \div l_c = 204,6 \div (2 \cdot 3,14 \cdot 6) = 5,44 \frac{\text{тс}}{\text{м}} - \text{вертикальний тиск}$$

від тертя зерна на 1м.п. фундаменту стінки силосу;

$$q_n = q_{f1} \cdot A_c = 1,81 \cdot 3,14 \cdot 6^2 = 204,6 \text{ тс} - \text{вертикальний}$$

тиск від тертя зерна по всьому периметру стінки;

$$q_{f1} = \gamma \cdot h \cdot k \cdot f = 0,85 \cdot 13 \cdot 0,41 \cdot 0,4 = 1,81 \frac{\text{тс}}{\text{м}} - \text{вертикальний}$$

тиск на стінку силосу від 1 м<sup>2</sup>зерна ;

$$k = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 0,41 - \text{коефіцієнт дії зерна}$$

на стінку силоса;

$$\gamma = 850 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3} - \text{питома вага зерна};$$

$$h = 13\text{м} - \text{висота силоса};$$

$$f = 0,4 - \text{коефіцієнт тертя зерна по металу.}$$

### 2.2.3 Визначення ваги фундаменту

Щоб знайти вагу фундаменту потрібно знайти його об'єм через його геометричні характеристики. Маючи питому вагу бетону і об'єм, ми зможемо взнати його масу. Вираховуємо попередньо прийнятий фундамент із шириною 0,5м – стояк, 0,7м – подушка, з глибиною закладання -1,5м.

$$q_1 = (a \times b \times H_{\phi}) \cdot \gamma_6 = (0,5 \cdot 1 \cdot 2,21) \cdot 2,5 = 1,055 \cdot 2,5 =$$

$$= 2,76 \frac{\text{тс}}{\text{м}} - \text{вага стояка фундаменту};$$

$$q_2 = (a \times b \times H_{\text{п}}) \cdot \gamma_6 = (0,7 \cdot 1 \cdot 0,3) \cdot 2,5 =$$

$$= 0,53 \frac{\text{тс}}{\text{м}} \text{ вага подушки фундаменту};$$

$$q = q_1 + q_2 = 2,76 + 0,53 = 3,29 \frac{\text{тс}}{\text{м}}$$

### 2.2.4 Визначення ваги ґрунту на подушці фундаменту

Маючи геометричні характеристики попередньо прийнятого фундаменту, можемо вирахувати вагу ґрунту.

$$q_{\text{гр}} = (a \times b \times (H_{\text{гр.л}} + H_{\text{гр.пр}})) \cdot \gamma_{\text{гр}} = (0,2 \cdot 1 \cdot (2,21 + 1,5)) \cdot 2 = 1,49 \frac{\text{тс}}{\text{м}}$$

### 2.2.5 Визначення ваги зерна на подушці фундаменту

Зерно, яке буде розташовано безпосередньо над подушкою фундаменту та ґрунтом, який на ній, також, буде чинити тиск на подушку фундаменту.

$$q_3 = (a \times b \times H_3) \cdot \gamma_3 = (0,2 \cdot 1 \cdot 13) \cdot 0,85 = 2,21 \frac{\text{тс}}{\text{м}}$$

### 2.2.6 Розрахунок тимчасового снігового навантаження

Сніг буде лежати тільки на верхній частині силосу, яка згідно конструкції самої ємності буде виконана під кутом  $45^\circ$ . Щоб знайти масу снігу на силосі, характерного для м. Чортків, спочатку потрібно знайти площу, на якій він може розташуватися.

Загальну площу шукаємо як:

$$A = \pi \cdot R \cdot l = 3,14 \cdot 6 \cdot \frac{6}{\cos 45^\circ} = 3,14 \cdot 6 \cdot \frac{6}{0,7071} = 158,26 \text{ м}^2;$$

$$S = S_0 \cdot A = 0,139 \cdot 158,26 = 22,22 \text{ тс};$$

$$S_m = \frac{S_0}{l_f} = \frac{22,22}{3,14 \cdot 2 \cdot 6} = 0,59 \frac{\text{тс}}{\text{м}}$$

## 2.3 Визначення несучої здатності фундаменту ФМ8Б – під стінку силосу

### 2.3.1 Визначення несучої здатності ґрунту

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту, згідно даних інженерно-геологічних вишукувань (табл. 2.1):

$$C_{II}=41\text{кПа};$$

$$\varphi_{II} = 15^\circ;$$

$$\gamma_{II}=18,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$E=14\text{кПа};$$

$$I_L=0,32.$$

Розраховуємо опір ґрунту, який він може чинити підшві фундаменту шириною 0,7м, довжиною 1м.:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d_I \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1} \cdot \left( 0,32 \cdot 1 \cdot 0,7 \text{ м} \cdot 1,85 + 2,3 \cdot 1,5 \cdot 1,7 + 4,84 \cdot 4,1 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} \right) = 31,4 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 314 \text{ кПа};$$

Для глинистих ґрунтів з  $\varphi_{II} = 15^\circ$  підбираємо коефіцієнти по відповідних таблицях згідно додатків ДБН [1]:

$$M_y = 0,32;$$

$$M_q = 2,3;$$

$$M_c = 4,84;$$

$$k_z = 1;$$

Інші дані беремо із геології ґрунту, на який будемо садити фундаменти та із попередньо прийнятих геометричних параметрів:

$$b = 0,7 \text{ м} - \text{ширина підшви фундаменту};$$

$$\gamma_{II} = 1,85 \text{ т/м}^3 - \text{питома вага ґрунту};$$

$$d_I = 1,5 \text{ м} - \text{глибина закладання фундаменту};$$

$$\gamma'_{II} = 1,7 \text{ т/м}^3 - \text{питома вага ґрунту, який залягає вище підшви};$$

$$c_{II} = 4,1 \text{ т/м}^2 - \text{питоме зчеплення ґрунту}.$$

### 2.3.2 Розрахунок напруження, яке виникає під підшовою фундаменту

Розраховуємо напруження, яке виникає під підшовою фундаменту, приклавши зібране навантаження:

$$\sigma = \frac{q_p}{A_\phi} = \frac{15,57}{0,7 \cdot 1} = 22,2 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 222 \text{ кПа};$$

$$222 \text{ кПа} < 314 \text{ кПа};$$

$$\sigma < R_{гр}.$$

Порівнявши напруження, яке виникає під підшовою фундаменту із величиною опору ґрунту, можна зробити висновки, що напруження під підшовою фундаменту не перевищують розрахункового опору ґрунту.

### 2.3.3 Визначення запасу міцності ґрунту

Запас міцності визначаємо за наступною формулою:

$$\frac{R_{\text{гр}} - \sigma}{R_{\text{гр}}} \cdot 100\% = \frac{314\text{кПа} - 222\text{кПа}}{314\text{кПа}} \cdot 100\% = 29,41\%.$$

Отже, запас міцності становить 29,41%. Цей показник є порівняно високим, а тому, задовільним для прийнятих геометричних характеристик фундаменту.

### 2.4 Розрахунок фундаменту під силос за деформаціями методом пошарового додавання

Знаходимо величину кроку  $h$ , згідно якого розділимо ґрунт по шарах:

$$h = 0.4 \times b = 0.4 \times 0.7 = 280 \text{ мм}$$

Вираховуємо величину  $z$  за формулою:

$$z_i = z_{(i-1)} + h_i$$

$z$  – глибина розміщення точки, яка розглядається від підшви фундаменту.

Для прямокутних фундаментів:

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{1000}{700} = 1,43,$$

де  $l$  – довжина,  $b$  – ширина фундаменту.

Величину  $\xi$  обчислюємо за формулою:

$$\xi = \frac{2z}{b},$$

де  $b$  – ширина,  $z$  – глибина площі перерізу підшви фундаменту, що розглядається.

Результати всіх обчислень подані в табл. 2.3, епюра осідання основи подана на рис. 2.4.

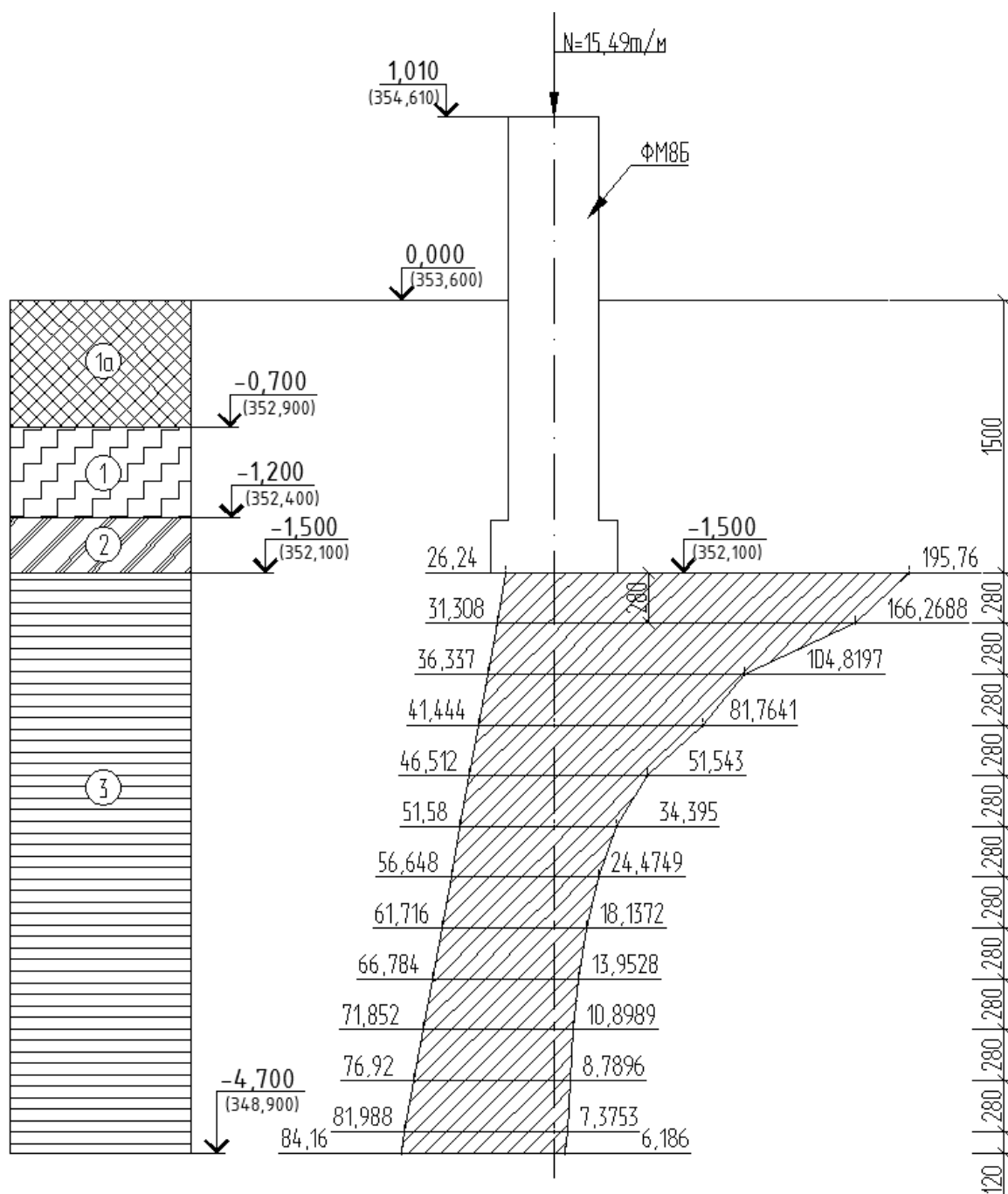


Рисунок 2.4 – Епюра осідання фундаменту ФМ8Б



Таблиця 2.3 – Визначення осідань основи

Номер точки	Глибина розміщення точки, яка розглядається, від підшви фундаменту z, м	$\zeta_r = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	Напруга від власної ваги ґрунту $\sigma_{zg}$ , кПа	Додаткова напруга за глибиною $\sigma_{zp}$ , кПа	Середнє значення додаткової напруги $\sigma'_{zp}$ , кПа	Товщина елементарного шару $h_i$ , м	Значення модуля деформації ґрунту E, кПа	Осідання i-го шару $S_i$ , см
0	0	0	1	26,24	195,760	0	0	14000	0
1	0,28	0,80	0,849	31,308	166,269	181,014	0,28		0,29
2	0,56	1,60	0,535	36,376	104,820	135,544	0,28		0,22
3	0,84	2,40	0,418	41,444	81,764	93,292	0,28		0,15
4	1,12	3,20	0,263	46,512	51,544	66,654	0,28		0,11
5	1,4	4,00	0,176	51,58	34,395	42,969	0,28		0,07
6	1,68	4,80	0,125	56,648	24,475	29,435	0,28		0,05
7	1,96	5,60	0,093	61,716	18,137	21,306	0,28		0,03
8	2,24	6,40	0,071	66,784	13,953	16,045	0,28		0,03
9	2,52	7,20	0,056	71,852	10,899	12,426	0,28		0,02
10	2,8	8,00	0,045	76,92	8,790	9,844	0,28		0,02
11	3,08	8,80	0,038	81,988	7,375	8,082	0,28		0,01
12	3,2	9,14	0,032	84,16	6,186	6,781	0,12	0,005	

Додатковий тиск безпосередньо під підшвою фундаменту визначаємо за формулою :  $P_0 = P - \sigma_{zg(0)}$ ,

де P = 222 кПа – величина середнього тиску під підшвою фундаменту.

$\sigma_{zg(0)}$  - напруження від власної ваги ґрунту під підшвою фундаменту.

$$\sigma_{zg(0)} = \gamma'_{II} \cdot d = (16,8 * 0,7) + (18,1 * (1,5 - 0,7)) = 26,24 \text{ кПа};$$

Отже ,  $P_0 = 222 - 26,24 = 195,76 \text{ кПа};$

Середнє значення додаткової напруги для кожного елементарного шару визначаємо за формулою :

$$\bar{\sigma}_{zp} = \frac{\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zp(i)}}{2};$$

Осідання і-го шару  $S_i = \beta(\sigma_{zp,сep} \cdot h_i) / E_i$ ;

Просумувавши усі значення  $S_i$ , отримаємо:

$$\sum S_i = 0,99 \text{ см.}$$

Порівняємо отримане значення осідання з середнім значенням гранично допустимого осідання основ для даного будинку, яке беремо з таблиці значень граничних деформацій основ:

$$S = 0,99 \text{ см} < S_U = 3 \text{ см.}$$

Величина просідання не перевищує допустиму норму, отже, ширина стрічкового монолітного фундаменту  $b=0,7\text{м}$  достатня.

## 2.5 Розрахнок конструкції фундаменту ФМ8Б

Фундамент ФМ8Б – це залізобетонне кільце, яке окрім того, що сприймає основні навантаження від ваги самого силосу і передає його на основу, також, працює як підпірна стінка, оскільки верх фундаменту, за технологічними вимогами, має знаходитися 1,01 м над рівнем землі. Схема роботи поперечних зусиль на фундамент такої конструкції зображена на рис. 2.5.

Вся маса зерна, разом із засипним ґрунтом здійснює гідростатичний тиск на кільце ФМ8Б. Гідростатичний тиск викликає в стінці фундаменту розтягуючі зусилля  $N_{\max}$ .

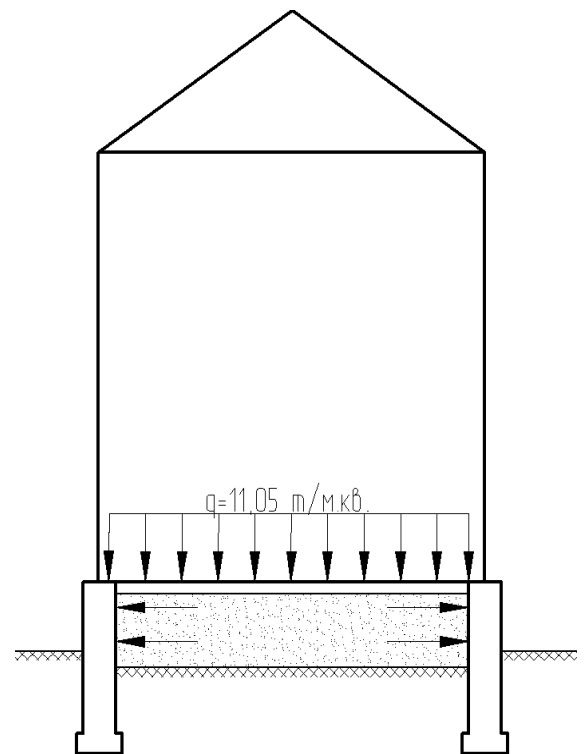


Рисунок 2.5 – Схема навантаження конструкції

### 2.5.1 Розрахунок робочої арматури залізобетонного кільця фундаменту

Для розрахунку поздовжньої арматури такої конструкції нам потрібно поррахувати розтягуюче зусилля  $N_{\max}$ , побудувавши епюру розтягуючих напружень в стінці фундаменту, за принципом як у підпирній стінці.

Розрахунок будемо здійснювати на 1 м.п. фундаменту.

Грунт засипки, який ми використовуємо має наступні характеристики:

- пісок середньої крупності, питома вага  $\gamma_{\text{зас}} = 18 \text{ кН/м}^3$ ;
- кут внутрішнього тертя  $\varphi = 28^\circ$ ;
- кут тертя ґрунту до стінки фундаменту  $\delta = 1^\circ$ .

Розраховуємо вагу зерна на  $1 \text{ м}^2$ :

$$q = \gamma h = 0,85 \cdot 13 = 11,05 \text{ т/м}^2.$$

Замінімо рівномірно розподілене навантаження шаром ґрунту засипки  $q = 11,05 \text{ т/м}^2 = 110,5 \text{ кПа}$  приведеної висоти:

$$h_{\text{пр}} = \frac{q}{\gamma_{\text{зас}}} = \frac{110,5}{18} = 6,14 \text{ м.}$$

Розраховуємо коефіцієнт активного тиску:

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)};$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(28 + 1)^\circ \cdot \sin(28 - 0)^\circ}{\cos(10 + 1)^\circ \cdot \cos(10 - 0)^\circ} = 0,169;$$

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,169})^2} \cdot \frac{\cos(28 - 10)^\circ}{\cos^2 10^\circ \cdot \cos(10 + 1)^\circ} = 0,477.$$

Знайдемо ординати епюри інтенсивності активного тиску:

- на рівні верху фундаменту

$$e_{a1} = \gamma_{\text{зас}} \cdot h_{\text{пр}} \cdot \xi_a = 18 \cdot 6,14 \cdot 0,477 = 52,72 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

- на рівні землі

$$e_{a2} = \gamma_{\text{зас}} \cdot (h_{\text{пр}} + H) \cdot \xi_a = 18 \cdot (6,14 + 1,01) \cdot 0,477 = 61,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

- на рівні підшви фундаменту

$$e_{a2} = \gamma_{\text{зас}} \cdot (h_{\text{пр}} + H) \cdot \xi_a = 18 \cdot (6,14 + 2,51) \cdot 0,477 = 74,26 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Горизонтальна і вертикальна складові інтенсивності активного тиску наступні:

$$e_{ar1} = e_{a1} \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 52,72 \cdot \cos(0+1)^0 = 52,77 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$e_{ar2} = e_{a2} \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 61,38 \cdot \cos(0+1)^0 = 61,36 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$e_{ав1} = e_{a1} \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 52,72 \cdot \sin(0+1)^0 = 0,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$e_{ав2} = e_{a2} \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 61,38 \cdot \sin(0+1)^0 = 1,09 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Відповідно, вертикальна і горизонтальна складові активного тиску:

$$E_{ar} = \frac{e_{ar1} + e_{ar2}}{2} \cdot H = \frac{52,77 + 61,36}{2} \cdot 6 = 57,06 \text{ кН};$$

$$E_{ав} = \frac{e_{ав1} + e_{ав2}}{2} \cdot H = \frac{0,92 + 1,09}{2} \cdot 6 = 1 \text{ кН}.$$

Ґрунт засипки, який ми використовуємо має наступні характеристики:

- пісок середньої крупності, питома вага  $\gamma_{\text{зас}} = 17 \text{ кН/м}^3$ ;

- кут внутрішнього тертя  $\varphi = 29^0$ .

Розраховуємо коефіцієнт активного тиску:

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)};$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(29+1)^0 \cdot \sin(29-0)^0}{\cos(0+1) \cdot \cos(0-0)^0} = 0,242;$$

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,242})^2} \cdot \frac{\cos(29-0)^0}{\cos^2 0^0 \cdot \cos(0+1)^0} = 0,394.$$

- на рівні верху землі

$$e_{a4} = \gamma_{\text{зас}} \cdot h_{\text{пр}} \cdot \xi_a = 17 \cdot 0 \cdot 0,3947 = 0 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

- на рівні підоснови

$$e_{a5} = \gamma_{\text{зас}} \cdot (h_{\text{пр}} + H) \cdot \xi_a = 17 \cdot (1,5 + 0) \cdot 0,394 = 10,04 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Для побудови загальної епюри напружень в стінці фундаменту від тиску ґрунту та зерна, з врахування пасивного тиску фундаменту з іншого боку, потрібно додати 2 епюри (рис. 2.6).

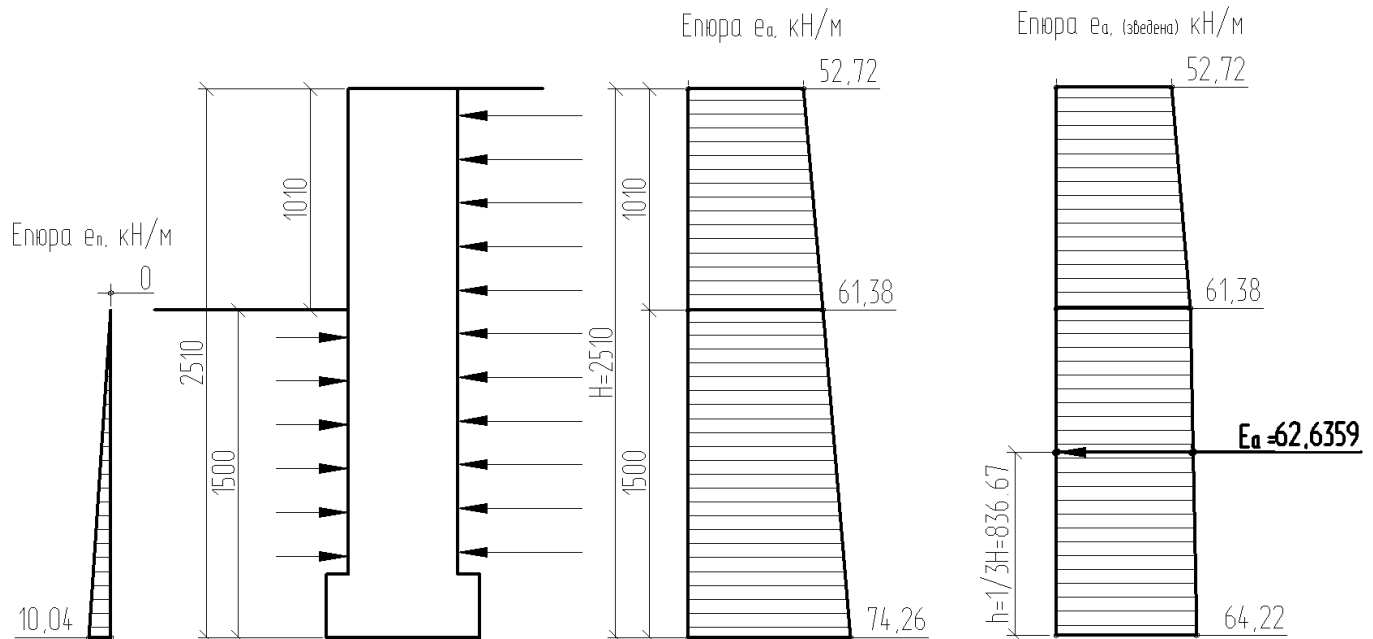


Рисунок 2.6 – Епюри від поперечних сил

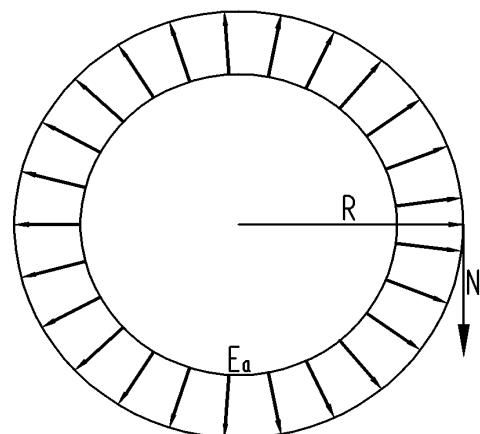
Додаючи епюри, враховуємо протилежність векторів діючих сил, звідси:

$$e_{a6} = e_{a3} - e_{a5} = 74,26 - 10,04 = 64,22 \text{ кН/м}$$

Кінцева епюра напруження у фундаменті ФМ8Б зображена у вигляді зведеної епюри, на рис. 3.2.

Максимальне напруження, яке виникає у фундаменті розташоване на 1/3 висоти фундаменту. Знаходимо його, інтерполюючи даними з епюри на прямолінійних ділянках.

$$h = 1/3 \cdot H = 1/3 \cdot 2,51 = 0,837 \text{ м}$$



$$E_a = e_{a6} - \left( (e_{a6} - e_{a3}) \cdot \frac{h}{H-1,01} \right) = 64,22 - \left( (64,22 - 61,38) \cdot \frac{0,837}{1,5} \right) = 62,636$$

кН/м

Отже, найбільше навантаження, яке діє на 1м.п. ФМ8Б становить, 62,636 кН/м. Рисунок 3.3 – Схема роботи конструкції

Згідно правил розрахунку кільцевих залізобетонних конструкцій максимальне розтягуюче зусилля в кільці знаходять за формулою:

$$N_{\max} = E_a \cdot R,$$

де R – радіус кільця

Знаходимо цю величину:

$$N_{\max} = 62,636 \cdot 6 = 375,82 \text{кН.}$$

Розраховуємо необхідну площу перерізу поздовжньої арматури класу А400С,

$$R_s = 375 \text{МПа}$$

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\gamma_f \cdot R_s} = \frac{375,82}{0,8 \cdot 375 \cdot 10^3} = 0,00125 \text{м}^2 = 12,5 \text{см}^2.$$

Отже, поздовжню арматуру підбираємо 10 стержнів  $\emptyset$  14 мм класу А400С для 1м.п. висоти, крок 150мм.

Максимальна довжина арматури, яка виготовляється в Україні становить 12 м. Проектоване залізобетонне кільце фундаменту по меншій осі розташування арматури становить:

$$l = 2\pi R = 2 \cdot 3,14 \cdot 5,85 = 36,74 \text{м.}$$

Тому слід виконувати з'єднання арматурних 12-метрових стержнів.

З'єднання виконати без зварювання методом внапусток, з величиною перепуску арматури не менше шістдесяти діаметрів:

$$60 \cdot 14 = 840 \text{мм.}$$

Отже, величина перепуску має бути **не менше 840 мм.**

Вертикальну арматуру розраховуємо з умови жорсткості вертикальної арматури, щоб  $14d < 150$  кроку поздовжньої арматури.

$$d = \frac{150}{14} = 10,72 \text{ мм.}$$

Найближче значення до знайденої величини має арматура  $\emptyset 12$  мм класу А400С, яку приймаємо для сприйняття вертикальних навантажень. Крок приймаємо не менше  $14d$  поздовжньої арматури:

$$14 \cdot 14 = 196 \text{ мм.}$$

Отже, прийнятий крок вертикальної арматури 200 мм достатній.

Каркас арматури, що виготовлений за допомогою з'єднувальних стержнів арматури  $\emptyset 8$  мм класу А400С забезпечує необхідну міцність.

### 2.5.2 Розрахунок робочої арматури підшви фундаменту ФМ8Б

Робочою арматурою у фундаментів підшви ФМ8Б буде арматура, розташована в короткому напрямку фундаменту. Маємо зібрані навантаження на фундаменті у розділі 2.2:

$$N = 15,57 \text{ т/м}^2 = 155,7 \text{ кПа.}$$

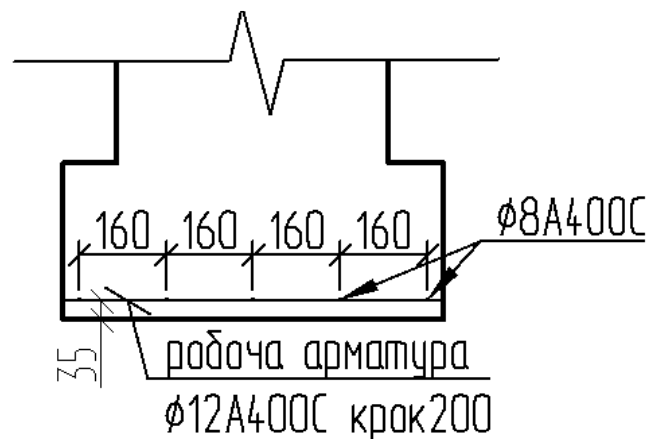


Рисунок 2.7 – Робоча арматура підшви

Розраховуємо необхідну площу перерізу поздовжньої арматури класу А400С,

$$R_s = 375 \text{ МПа.}$$

$$A_s = \frac{N_{max}}{\gamma_f \cdot R_s} = \frac{154,9}{0,8 \cdot 375 \cdot 10^3} = 0,000516 \text{ м}^2 = 5,16 \text{ см}^2.$$

Підібране армування 5 стержнів  $\varnothing 12$  мм класу А400С, з кроком 200 є достатнім.

Поздовжня арматура, оскільки вона не робоча, підібрана конструктивно 5 стержнів  $\varnothing 8$  мм класу А400С, розташованих симетрично відносно центру підосви фундаменту.

## 2.6 Розрахунок норійної ями

### 2.6.1 Підготовка даних до розрахунку на ПЕОМ

Норійна яма – це монолітна залізобетонна конструкція, яка повністю знаходиться в землі. Глибина закладання норійної ями, згідно технології, становить -3,3 м (з врахування товщини плити). Її мета - з'єднувати транспортуючі стрічкові конвеєри з норією, та вміщати у собі нижню частину норії.

На дні норійної ями є закладні деталі, до яких норія буде приєднуватися. Вага норії – 575 кг, разом із завантаженим зерном – 850 кг.

Отже,  $N_{\max} = 8,5$  кПа.

Також нам потрібно розрахувати вертикальну робочу арматуру в стінці норійної ями, адже вона повинна сприймати активний тиск ґрунту.

Товщину стінок норійної ями, а також, плити, попередньо приймаємо 300мм.

Схема навантажень, які діють на норійну яму подана на рис. 2.8.

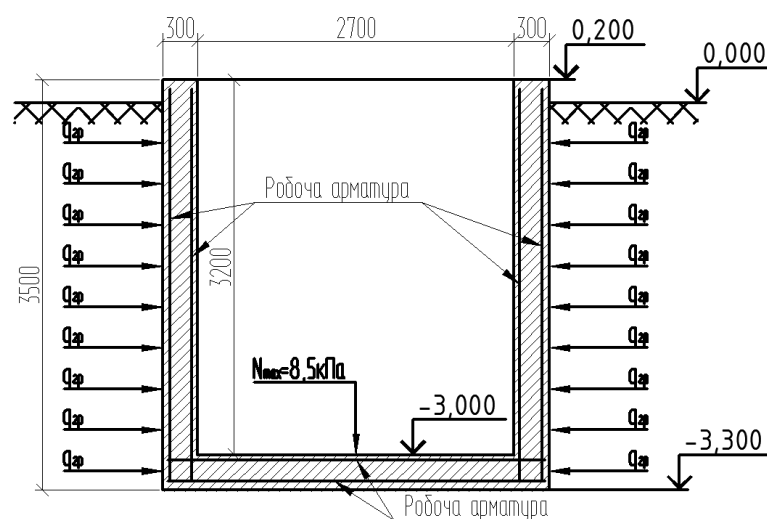


Рисунок 2.8 – Розрахункова схема норійної ями



Для розрахунку використовуємо ПК «Мономах».

## 2.6.2 Побудова розрахункових моделей в ПК «Мономах»

В програмі «Компоновка» ПК «Мономах», створено модель норійної ями (рис. 2.9). Конструктивними елементами моделі є:

- 8 колон розмірами 1,5 x 3 x 0,3 м, які зшиті між собою;
- фундаментна плита, розмірами 3 x 3 x 0,3 м.

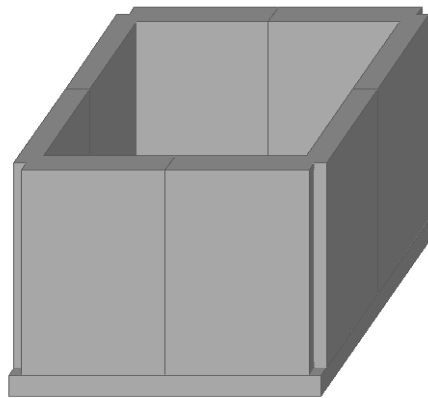


Рисунок 2.9 – Геометрична розрахункова модель норійної ями

Наступним кроком побудовано модель існуючого ґрунту, з абсолютними відмітками в системі «Ґрунт» ПК «Мономах» (рис. 2.10).

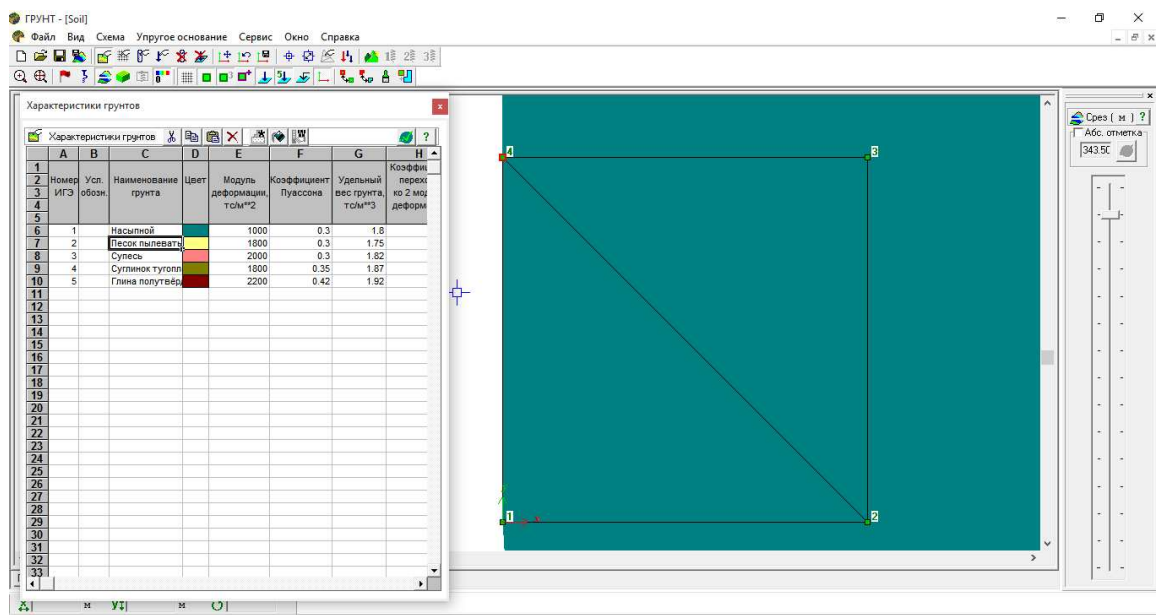


Рисунок 2.10 – Побудована модель ґрунту

Після побудови моделі ґрунту виконано поєднання скомпонованої моделі норійної ями зі створеною моделлю ґрунту (рис. 2.11), враховуючи глибину закладання ями -3,3м, що в абсолютній величині дорівнює 340,700 по генплані.

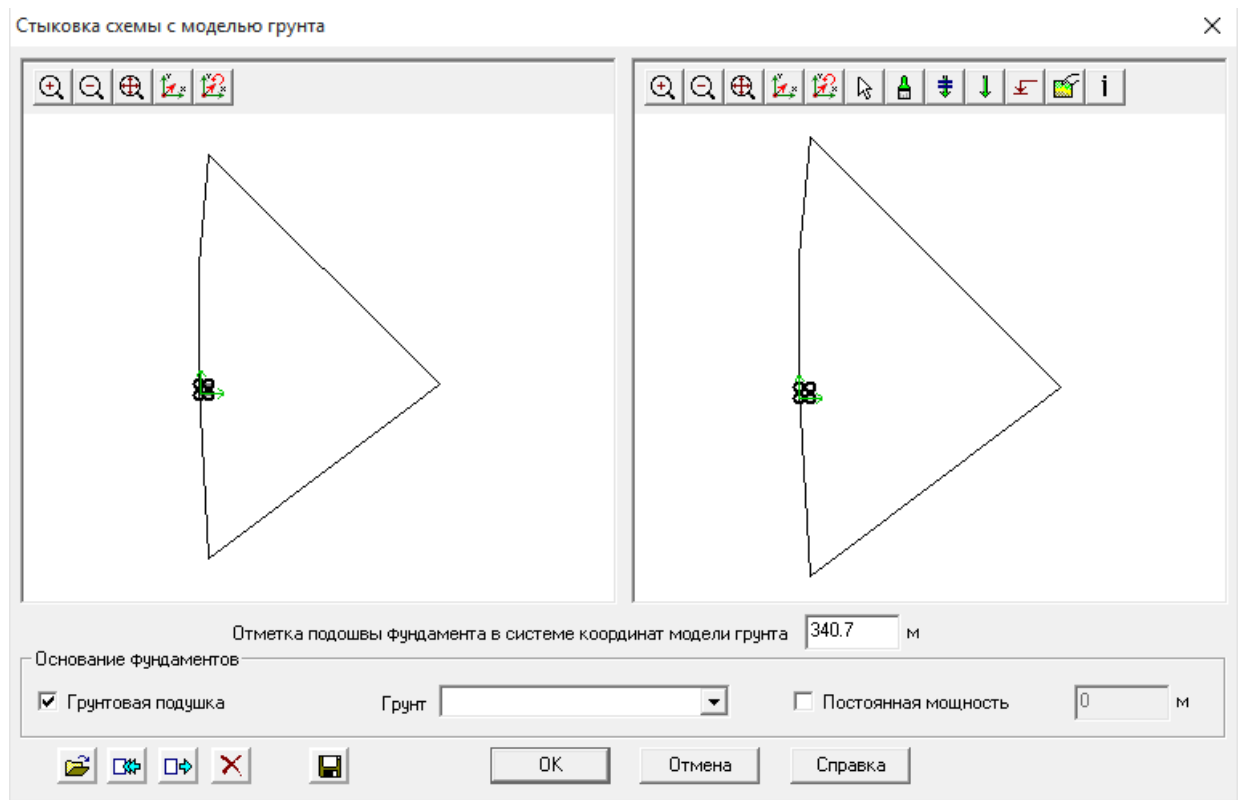


Рисунок 2.11 – Поєднання моделі норійної ями з моделлю ґрунту

Розрахункова модель виконана правильно, отже, можемо здійснювати розрахунок.

### 2.6.3 Результати розрахунку норійної ями

За результатами розрахунку можемо зробити висновки, що найбільшими будуть переміщення по осі Z ізополя (див. рис. 2.12). Максимальне переміщення сягає 3 мм.

$$3 \text{ мм} < 1/200 l = 1/200 \cdot 3500 = 17,5 \text{ мм.}$$

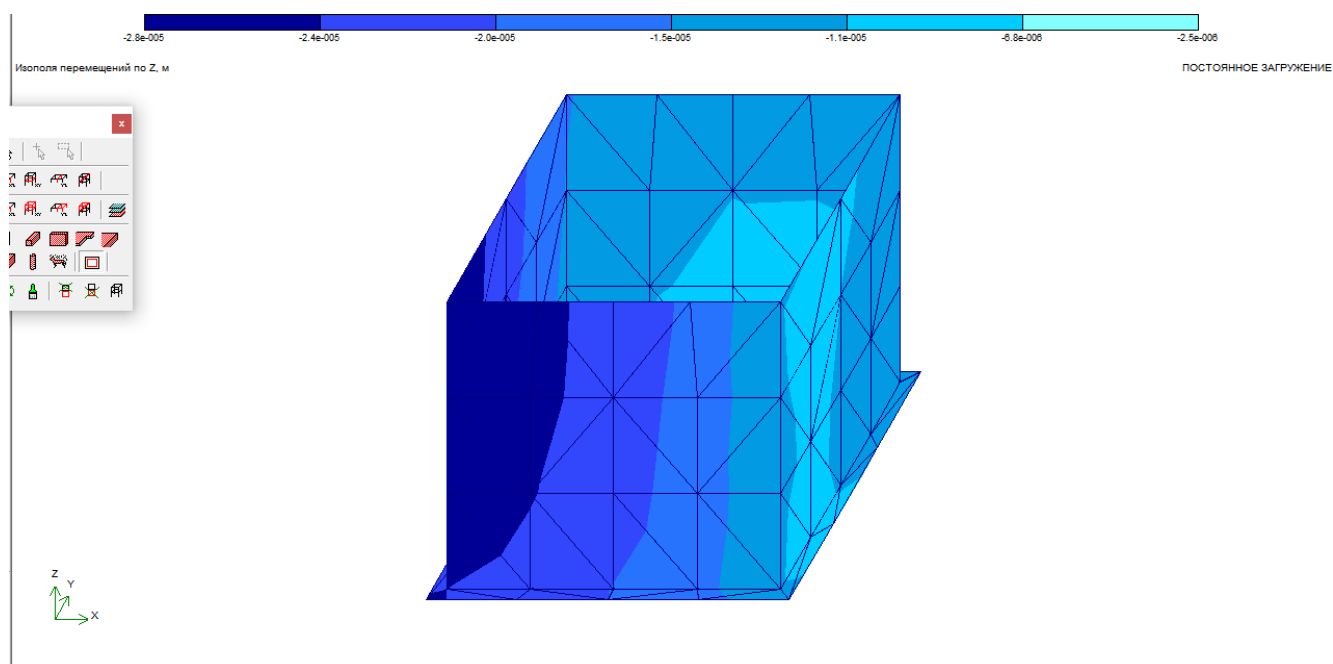


Рисунок 2.12 – Изополюс перемещень по осі Z

Також, отримано дані по максимальних напруження (рис. 2.13). Згідно розрахунку воно становить  $0,031$  (тс<sup>м</sup>)/м, яке розташоване, як і передбачалося в найнижчому перерізі стінки ями, що свідчить про правильність розрахунку.

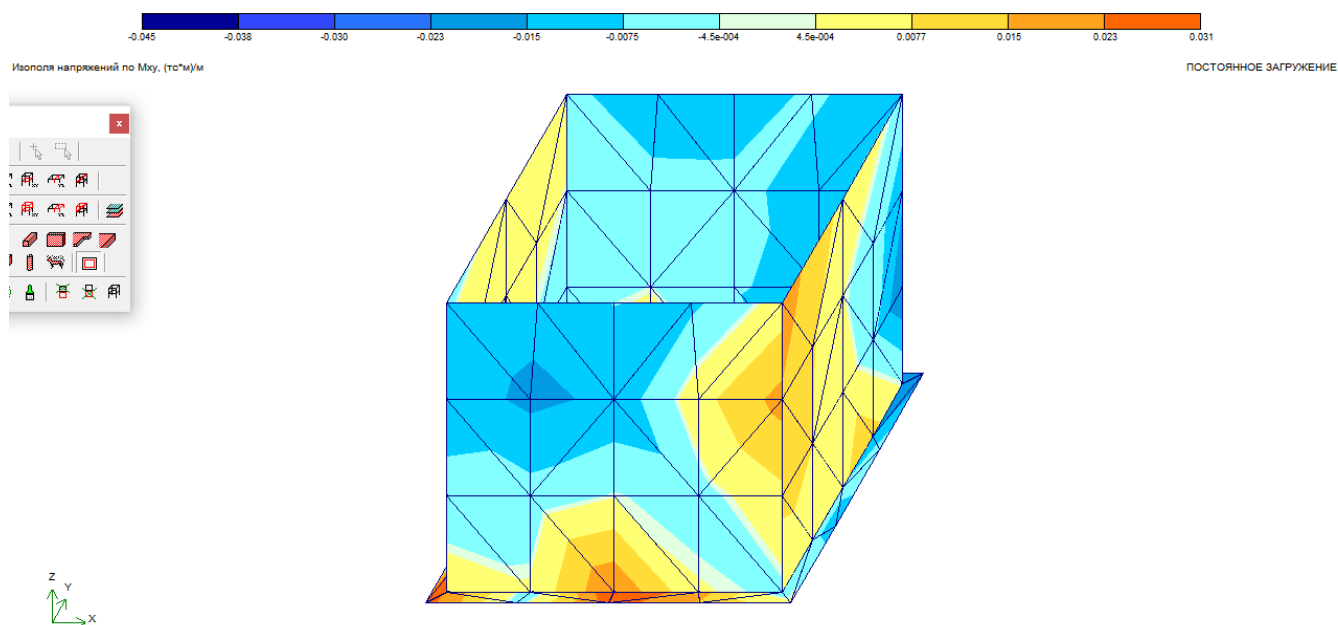


Рисунок 2.13 – Изополюс напружень по Mx

Також, після розрахунку конструктивних елементів моделі, отримано дані, за якими будуть перевірені стіни норійної ями (рис. 2.14).

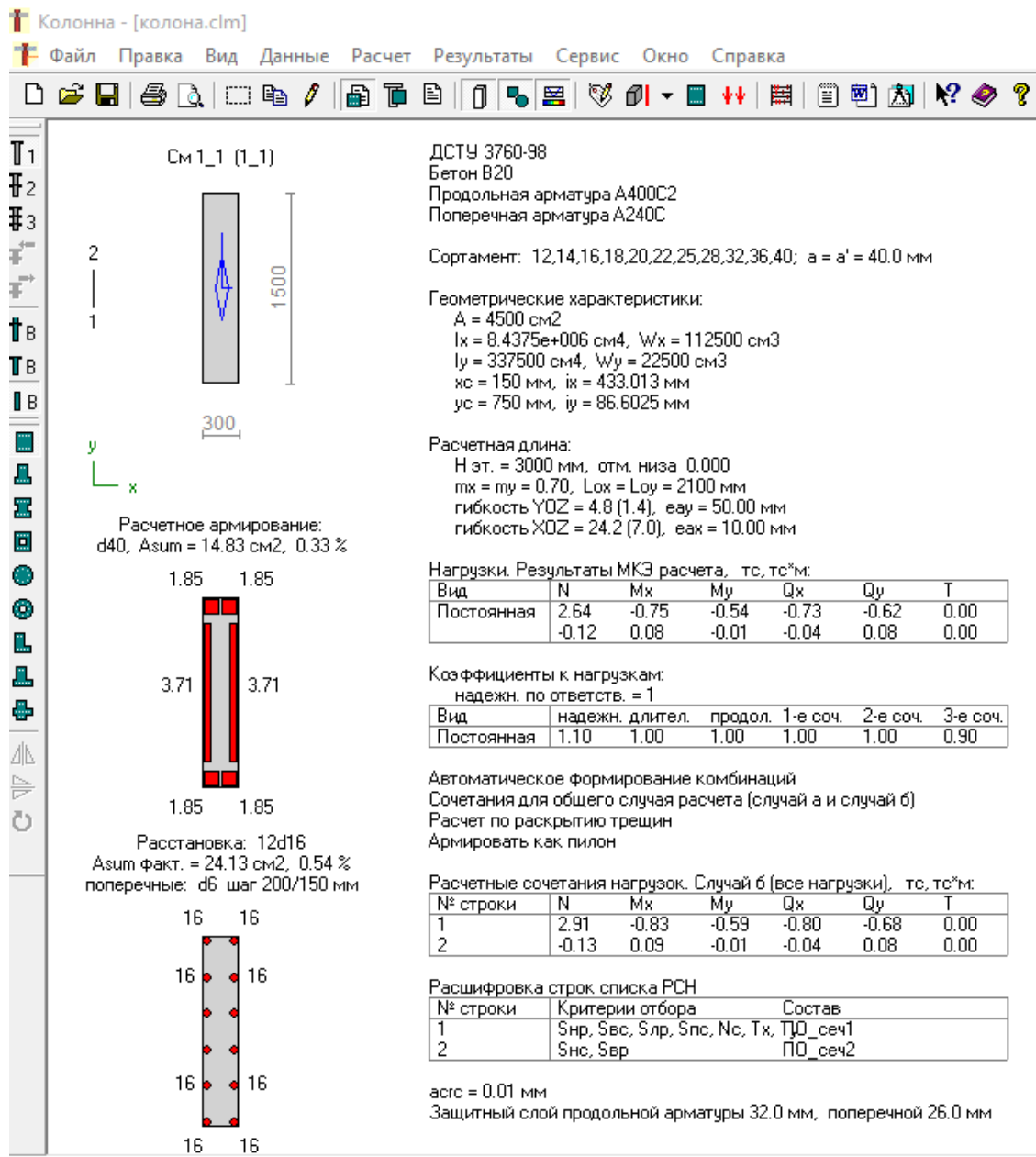


Рисунок 2.14 – Перевірка поперечного сiчення робочої арматури норійної ями

Отже, згідно отриманих даних розрахунку конструкції норійної ями можуть нести задані навантаження після відновлення захисного покриття шляхом оббетонування існуючих конструкцій.

## **Висновки до розділу 2**

1. Проаналізовано інженерно-геолгічні умови будівельного майданчику та зібрано навантаження через силу тертя зерна на стінки силосу. На основі отриманих даних запроектовано підшви стрічкових фундаментів.
2. Визначено запас міцності фундаментів та виконано підрахунок їх просідання метдом пошарового підсумовування.
3. Розраховано та законструйовано монолітні залізобетонні фундаменти під силосний корпус.
4. Розраховано та запроектовано із застосуванням методу скінченних елементів норійну яму силосного копусу.

## РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

### 3.1 Стан питання вивчення малоциклових навантажень, що діють на залізобетонні конструкції

В більшості випадків бетонні і залізобетонні конструкції підпадають під вплив малоциклових навантажень. Маючи певний досвід експлуатації будівель та їх споруд, можна сказати що малоциклові повторні навантаження можуть створюватись як в межах експлуатаційних рівнів так і бути значно більші за них. В збірних та монолітних залізобетонних конструкціях під впливом раніше наведених навантажень проходить ущільнення та розшарування бетону, відбувається зміцнення арматури, а також порушується з'єднання арматури з бетоном, відбувається перерозподіл зусиль в матеріалах, та ін. Дані процеси можуть бути викликані особливими групами руйнувань конструкцій, в тих випадках, коли деформації в ній значно збільшуються при величинах повторних навантажень, що не перевищують однократних граничних навантажень.

Питанню врахування впливу малоциклових навантажень на стан бетонних і залізобетонних конструкцій були присвячені дослідження відомих вчених: А.Я. Барашиков, Є.М. Бабич, О.П. Борисюк, Т.Ф. Гордєєва, А. І. Валовой, О.П. Гуссіков, Є.В. Жук, І.Л. Корчинський, С.А. Залесов, Ю.О. Крусъ, О.М. Кухнюк, Ю.М. Панчук, А.П. Погореляк, Ю.В. Самбор, М.Я. Шпінталь та інші.

З врахуванням пропозицій авторів багатьох досліджень [14, 22, 25], до малоциклових слід відносити навантаження з числом циклів  $n < 2 \cdot 10^6$ , як правило 10...500, а для конструкцій без попереднього напруження 10...50.

Г.Н. Ставров і В.В. Руденко [21] виконали дослідження роботи 96 бетонних призм розмірами  $10 \times 10 \times 45$  см при дії повторних навантажень. Автори відмічають, що при випробуванні зразків на цикли з високими рівнями ( $\eta_{сус} \geq 0,85 \dots 0,9$ ) відбувається розущільнення бетону, що призводить до його руйнування. Тому авторами було запропоновано пропонують враховувати вплив малоциклових навантажень на зниження міцності бетону шляхом введення коефіцієнта повторності. При рівнях повторних навантажень менших 0,85

відбувається поступовий перехід роботи бетону від його ущільнення на перших циклах, до стадії стабілізації деформацій з подальшим його розущільненням за декілька циклів до руйнування.

Дослідження С.К. Яковлєва, А.С. Кожухова та В.Н. Тотосова [23] були направлені на визначення малоциклової міцності призм розмірами  $10 \times 10 \times 40$  см. В момент випробовування кубикова міцність бетону, з якого виготовлялися призми, становила 20 ... 32,6 МПа. Дві з одинадцяти призм, які випробовувалися на центральний стиск при  $\eta_{\text{сус}} \leq 0,85$ , зруйнувалися внаслідок малоциклової втомленості, решта – після навантаження певною кількістю циклів ( $n = 50$  або 200) довантажувалися до руйнування. Автори виявили збільшення міцності призм під час повторних навантажень при  $\eta_{\text{сус}} \leq 0,85$  на 5,8% порівняно з призмами, які випробовувалися на однократне навантаження.

Г.Ф. Гордєєва [36, 37] вивчала вплив малоциклових навантажень на несучу здатність і тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів. Верхній рівень навантаження на циклах становив 0,5 від руйнівного, на останньому напівциклі зразки довантажували до руйнування. Автор відмічає тенденцію до поступового зменшення приросту повних прогинів при подальшому повторенні циклів. Також при дії малоциклових навантажень спостерігалось збільшення ширини розкриття тріщин в середньому на 30%.

В роботах [54, 55] досліджувався вплив різних сполучень навантажень на тріщиноутворення згинальних залізобетонних елементів. Автори роблять висновок про те, що на розвиток деформацій в залізобетонних елементах суттєво впливають рівні та тривалість дії навантаження.

В роботі [66] Ю.І. Котов та Т.В. Потапов на основі проведених експериментальних досліджень залізобетонних балок виявили збільшення деформацій бетону і арматури, а також ширини розкриття тріщин в 1,4...1,9 рази при дії десяти циклів повторних навантажень.

А.С. Залєсов і Ю.А. Клімов [49] відмічають зниження несучої здатності залізобетонних елементів при дії повторного поперечного навантаження високих рівнів, яке пояснюють накопиченням пошкоджень в бетоні внаслідок розвитку

процесу його мікроруйнувань. Найбільшою мірою це явище спостерігається при знакозмінному режимові повторного поперечного навантаження, в результаті утворення перехресних похилих тріщин та зміщення бетонних блоків, відокремлених похилими тріщинами, яке супроводжується руйнуванням стиснутого бетону та відривом поздовжньої робочої арматури. Як наслідок, авторами було зафіксовано зменшення несучої здатності елементів на 30% і більше. З іншого боку, при дії менших рівнів повторного навантаження несуча здатність елементів підвищувалася.

А.М. Бредньов [22] досліджував вплив технологічної пошкодженості бетону на роботу залізобетонних елементів за похилими перерізами при дії малоциклового навантаження. Залізобетонні балки поперечним перерізом  $10 \times 15$  см та довжиною 120 см випробовувались на згин як однопрольотні, шарнірно оперті, завантажені двома зосередженими силами, розташованими в третинах прольоту. Завантаження проводилося циклами (усього – 12) з витримкою на кожному циклі по 10 хвилин. Бетонні призми розмірами  $10 \times 10 \times 40$  см випробовувались на статичне та малоциклове навантаження. При статичній дії призми випробовувались ступінчатим навантаженням, при малоцикловій – циклами з рівнем навантаження 0,85 від руйнуючого. Виявлено, що при зростанні технологічної пошкодженості бетону здійснюється зниження призмової міцності: при статичному навантаженні – на 24%, при малоцикловому – на 25%. Аналізуючи отримані результати випробування дослідних балок, автор встановив вплив на розмір відносної поперечної величини сили утворення тріщин кількості в залізобетонному елементі поперечної і здовжньої арматур, несучої здатності бетону, а також його технологічних пошкоджень. Також виявлено, що на перших стадіях навантажень нахилені і нормальні тріщини розповсюджуються за шляхом найменшого опору – траєкторіями тріщин, що виникли в результаті їх технології виготовлення. На підставі цього зроблено висновок, що, маючи вплив на пошкодженість, можна змінювати умови роботи конструкції, кінетику розвитку та, періодично, траєкторію розвитку тріщин. За результатами експериментальних досліджень автор встановив від чого залежить величина міцності залізобетонних



елементів та коефіцієнту  $\varphi_{b4}$  від наступних факторів, таких як наповненість зразків поперечною і поздовжньою робочою арматурою, несучої спроможності бетону на центральний стиск, відносної видовженості роекції похилих тріщин, технологічного пошкодження бетонів.

Корнійчук О.І. [65] вивчав вплив малоциклових знакозмінних навантажень на несучу здатність і тріщиностійкість похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів. Було випробувано 25 балок поперечним перерізом  $10 \times 16$  см і довжиною 200 см з бетону класу С12/15, С20/25 і С25/30. Десять балок випробовувалися на дію однократного монотонного ступеневого навантаження до руйнування, інші п'ятнадцять – знакозмінним малоцикловим навантаженням рівнів  $\eta_{cyc}=0,5 \dots 0,65$  з довантаженням на п'ятому циклі до рівня  $\eta_{cyc}=0,8$ . Загальну кількість циклів прикладання навантаження прийняли рівною десяти. Автором встановлено, що порівняно з однократним навантаженням малоциклове знакозмінне навантаження зменшує несучу здатність за похилими перерізами для балок, виготовлених з бетону класу С20/25 і С25/30, на 2...17% і для балок, виготовлених з бетону класу С12/15, на 16...25%. Крім цього, в результаті дії малоциклових знакозмінних навантажень було виявлено збільшення ширини розкриття нормальних і похилих тріщин відповідно в 1,2...1,5 рази і 1,5...4 рази, у порівнянні з одноразовим навантаженням. Також спостерігалось збільшення величини прогинів зразків в 1,1...1,2 рази при дії зазначених навантажень.

Вплив малоциклових навантажень вивчався також на роботу згинальних залізобетонних елементів, підсилених різними способами.

Семенюк С.Д. в роботі [54] досліджував ефективність підсилення стиснутої зони згинальних залізобетонних елементів різними матеріалами (традиційний важкий бетон, сталеві фібробетон, бетон з використанням відходів металургійного виробництва) при дії малоциклових навантажень. Випробування підсилених зразків виконувалося протягом десяти циклів з довантаженням на одинадцятому напівциклі до руйнування. Нижні рівні навантаження на циклах були прийняті 0,3 і 0,4, а верхні – 0,7; 0,8; 0,9. За результатами експериментальних досліджень, найбільш ефективним виявилось використання традиційного важкого бетону для

конструкцій, які не піддавалися малоциклового впливу до підсилення. Також було виявлено зниження ефективності підсилення важким бетоном на 9% при режимі малоциклового завантаження зі стрибком у запроекте навантаження рівня 0,9 від руйнівного. Оскільки сталеві фібробетон більш стабільно деформується в умовах небагаторазово повторних навантаженнях різних рівнів, автор вважає його використання більш пріоритетним, ніж важкий бетон, для підсилення стиснутої зони згинальних конструкцій, які працюють в умовах малоциклових навантажень. При дії на елемент, підсилений у стиснутій зоні з використанням відходів металургійного виробництва, навантаження з випадковим стрибком у запроекту зону ефективність його використання може знизитися на 7%.

Довбенко В.С. в роботі [42] вивчав роботу залізобетонних балок, підсилені плімерною композицією «Силор» при дії малоциклових навантажень. Підсилення зразків виконувалося після їх попереднього випробування протягом п'яти циклів з нижнім рівнем 0,3 та верхнім – 0,7. Підсилені зразки випробовувалися такими ж рівнями, що і до підсилення, але протягом десяти циклів з довантаженням до руйнування на одинадцятому напівциклі. Автором було зафіксовано поступове збільшення прогинів та ширини розкриття тріщин усіх балок на верхніх рівнях циклів завантаження та накопичення залишкових деформацій. Стабілізація прогинів та ширини розкриття тріщин наставала після шостого циклу навантажень.

Що стосується впливу малоциклових повторних навантажень високих рівнів на несучу здатність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів, у яких похилі перерізи підсилені сучасними матеріалами, в тому числі вуглепластиковими матеріалами фірми Sika, то ці питання на сьогоднішній день ще не вивчалися.

### **3.2 Мета та задачі досліджень**

**Метою даної роботи** є встановити вплив малоциклового навантаження на деформативність та тріщиностійкість підсилені композитними матеріалами згинальних залізобетонних елементів.

Для досягнення зазначеної мети були поставлені наступні задачі:

- проаналізувати попередньо отримані експериментальні дані досліджень згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами, при дії на них малоциклового навантаження;
- встановити вплив малоциклового навантаження на деформативність та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами;
- визначити ефект від підсилення згинальних залізобетонних елементів в порівнянні із такими ж зразками, що досліджувались без підсилення.

Дані теоретичні дослідження виконані на базі експериментальних досліджень, що були попередньо проведені Конончуком О.П. в лабораторії кафедри інженерних конструкцій Національного університету водного господарства та природокористування (м. Рівне).

### **3.3 Деформативність експериментальних балок**

В таблиці 3.1 проведено порівняння деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин всіх балок, підсилених стрічкою, при однаковій величині моменту. Порівняння даних показників в балках, випробуваних на однократне навантаження та на останньому циклі балок випробуваних на малоциклове навантаження показало, що ці величини є близькими.

Якщо порівняти величини деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин балок, підсилених з передісторією навантаження та випробуваних на малоциклове навантаження на 1-му, 6-му та останньому циклі (6-й цикл – це цикл після сплеску навантаження). То ми побачимо, що дані показники незначно збільшуються перед першим збільшенням рівня навантаження до 0,85, а після нього – стабілізуються. Натомість балки, що підсилювались без попереднього навантаження, на перших циклах зазнають значного приросту деформацій, прогину та ширини розкриття тріщин. Це свідчить про те, що малоциклові навантаження, зокрема високих рівнів, впливають на роботу підсилених в

розтягнутій зоні згинальних залізобетонних балок. Це відбувається за рахунок того, що стиснутий бетон конструкцій, підсилених після попереднього навантаження, працює більш пружно на перших циклах навантаження.

Таблиця 3.1 Порівняння деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин в балках підсилених стрічкою при однаковій величині моменту:  $M = 8,06 \text{ кН}\cdot\text{м}$

№ циклу	Назва характеристики	Однократне навантаження		Малоциклове навантаження			
		БО-2(П1)	П1	БЦ1-2(П1)	БЦ2-2(П1)	БЦ3-1(П1)	П1-Ц4
1	$\varepsilon_c \times 10^{-5}$	114	115	108	112	98	125
6				117,5	121	107	149
13				120,5	122	114	151
1	$\varepsilon_s \times 10^{-5}$	135	140	115	126,8	119,4	130
6				120	129,6	125	150
13				120	130	129	165
1	$\varepsilon_f \times 10^{-5}$	176	191	223	209	201	238
6				240	224	221	291
13				239	225	236	313
1	w, мм	0,34	0,1	0,26	0,22	0,26	0,12
6				0,26	0,24	0,26	0,16
13				0,26	0,24	0,28	0,16
1	f, см	0,496	0,534	0,5	0,488	0,446	0,522
6				0,555	0,532	0,486	0,663
13				0,557	0,536	0,519	0,718

Така ж ситуація спостерігається в балках, що були підсилені композитним полотном (табл. 3.2). Хоч дане підсилення є більш деформативним, проте всі вище наведені закономірності йому цілком відповідають.

Деформування крайньої стиснутої фібри бетону, внутрішньої сталеві та зовнішньої композитної арматури, а також прогини зразків П1, П2, П1-Ц4 та П2-Ц4, що підсилювались без попереднього випробовування є більшими ніж тих, що мали передісторію навантаження. Це пояснюється тим, що при обробці результатів по дослідних зразках із передісторією навантаження невраховувались залишкові величини цих показників після їх розвантаження до нуля. З метою врахування залишкових величин, в табл. 3.3 приведено порівняння деформацій,

прогинів та ширини розкриття тріщин непідсилених та підсилених балок із врахуванням їх залишкових значень після попереднього випробування.

Таблиця 3.2 Порівняння деформацій та прогинів в балках підсилених полотном при однаковій величині моменту:  $M = 7,05 \text{ кН}\cdot\text{м}$

№ циклу	Назва характеристики	Однократне навантаження		Малоциклове навантаження			
		БО-1(П2)	П2	БЦ1-1(П2)	БЦ2-1(П2)	БЦ3-2(П2)	П2-Ц4
1	$\varepsilon_c \times 10^{-5}$	103	117,5	101	110	97	117
6				111	117	105	147
13				111	118	114	213
1	$\varepsilon_s \times 10^{-5}$	125	135	110	122,5	105	109
6				115	132,5	120	137
13				115	132,5	115	198
1	$\varepsilon_f \times 10^{-5}$	231	281	173	217	198	226
6				190	239	218	297
13				191	240	251	470
1	$f, \text{ см}$	0,501	0,514	0,456	0,448	0,425	0,482
6				0,504	0,481	0,459	0,657
13				0,505	0,483	0,452	0,855

Таблиця 3.3 Порівняння деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин непідсилених та підсилених балок із врахуванням їх залишкових значень після попереднього випробування при рівні навантаження 1,0

Вид підсилення	Вид навантаження	Назва балки	$\varepsilon_c \times 10^{-5}$	$\varepsilon_s \times 10^{-5}$	$w, \text{ мм}$	$f, \text{ см}$
Стрічка	Однакові величини навантаження	БЦ3-1(П1)*	166,5	204	0,3	0,804
-		БЦ3-1	190,5	225	0,48	0,99
Полотно		БЦ3-2(П2)*	191,5	208,7	-	0,864
-		БЦ3-2	201	256	0,5	0,976
Стрічка	Однакові рівні навантаження	БЦ3-1(П1)**	264,5	308,7	0,48	1,236
-		П1-Ц4	281	290	0,28	1,211
Полотно		БЦ3-2(П2)**	282	284	-	1,256
		П2-Ц4	337	313,4	-	1,4

\* – враховані залишкові деформації, прогини та ширина розкриття тріщин, що були зафіксовані в непідсиленому дослідному зразку після його розвантаження до нуля.

\*\* – враховані залишкові деформації, прогини та ширина розкриття тріщин ті, що при " \* " та ті, що були зафіксовані в підсиленому зразку після першого етапу випробувань малоцикловим навантаженням (за 1,0 взято граничне

експлуатаційне навантаження визначене за результатами випробувань невідсиленних балок) при його розвантаженні до нуля.

З наведених результатів в табл. 3.3 видно, що навіть якщо врахувати всі залишкові величини деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин, що існували в конструкції до підсилення, спостерігається значний ефект підсилення. Для прикладу, прогини підсиленних зразків у порівнянні із невідсиленними зменшуються до 20 %. Деформування зразків, що були підсилені із передісторією навантаження та без неї практично не відрізняється. Тобто історія навантаження конструкцій до підсилення незначно впливає на її напружено-деформований стан після підсилення.

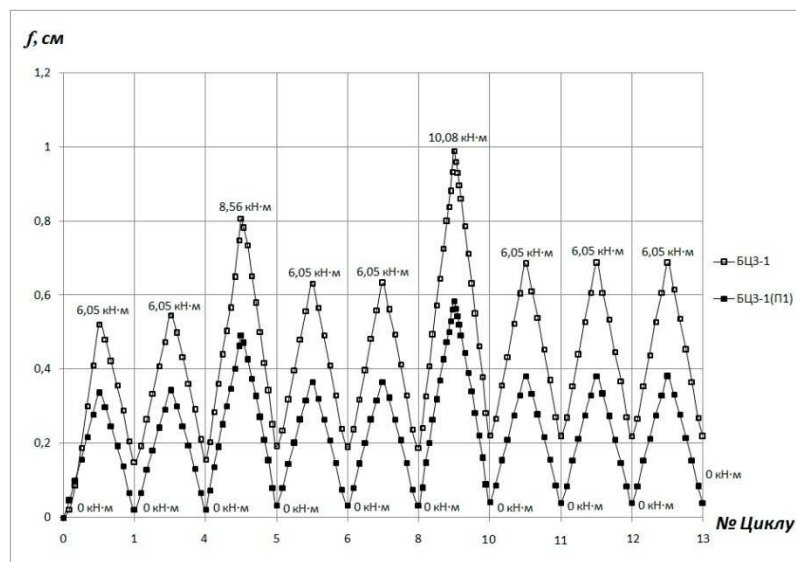
Натомість ширина розкриття тріщин підсиленних зразків зменшується у порівнянні із невідсиленними до 40 %. Така ж ситуація спостерігається в тих зразках, що були підсилені без попереднього навантаження. У порівнянні із тими, що мали передісторію навантаження їх ширина розкриття тріщин зменшилась до 50 %. Це пояснюється збільшенням їх кількості по довжині таких балок та рівномірним розкриттям. Ширина розкриття основної їх маси є близькою між собою.

Зміна прогину дослідних балок до та після підсилення в процесі малоциклових навантажень однакових величин та рівнів має такий самий характер, як і деформування конструкції в цілому (рис. 3.1). З рис. 3.1(а) видно, що підсилені конструкції є значно жорсткішими, а тому можуть сприймати значно більші навантаження (див. рис. 3.1(б)).

Проведені дослідження показали, що підсилені зразки при дії малоциклових навантажень, працюють аналогічно тим, що випробовувались без підсилення. Підтверджено висновок запропонований авторами Є.М. Бабичем та Н.І. Ільчук [7, 9], що при п'ятому повторенні циклу з однаковим режимом навантаження, відбувається повна стабілізація деформацій всіх елементів конструкції, а відповідно прогину та ширини розкриття тріщин. Вже на 2-му циклі проходить стабілізація даних величин, а на 4-му, 5-му вони взагалі перестають змінюватись.

Зміна відбувається тільки після збільшення рівня навантаження. Після чого на подальших циклах знову проходить стабілізація. Балки П1-Ц4 та П2-Ц4, випробовувались з додатковими циклами. Верхній рівень навантаження в даних циклах приймався рівним 1,0. Між кожним із цих циклів проводилося спостереження за приростом деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин на трьох циклах із верхнім рівнем 0,6. Випробування продовжувались до тих пір, поки ці показники до сплеску та після сплеску стабілізуються. В балці П1-Ц4 це відбулось до 21-го циклу, а в балці П2-Ц4 до 24-го. Дані результати свідчать про те, що підсилені дослідні зразки, які зазнали малоциклових навантажень, зокрема високих рівнів, успішно працюють в цих умовах.

а)



б)

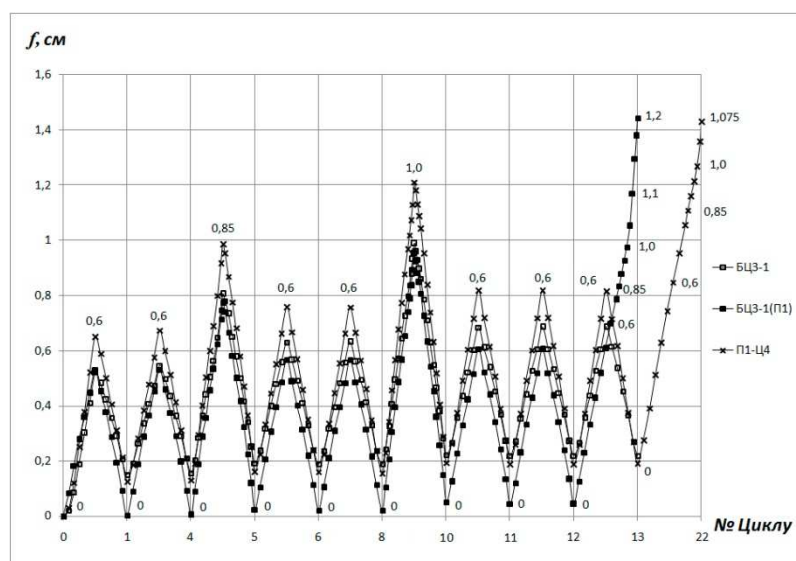


Рисунок 3.1 Зміна величини прогину дослідних балок випробуваних малоцикловим навантаженням: а) – при однакових величинах моменту навантаження; б) – при однакових рівнях навантаження

### 3.4 Тріщиностійкість експериментальних балок

Внаслідок впливу малоциклових навантажень, дещо змінився характер утворення та розвитку тріщин. В результаті дії повторних навантажень збільшилась загальна їх кількість з появою в напрямку до опор. В непідсилених балках тріщини почали з'являтися на другому ступені навантаження при моменті 2,02 кН×м з початковою шириною розкриття 0,02 – 0,04 мм. Після випробовування залишкові тріщини мали ширину 0,02 – 0,12 мм. Відповідно початкова ширина розкриття тріщин при нулю в даних балках після підсилення не змінилася. В дослідному зразку П1-Ц4, що підсилювався без попереднього випробовування, перша тріщина зафіксована на другому ступені навантаження при моменті 3,22 кН×м. Ширина даної тріщина склала 0,02 мм.

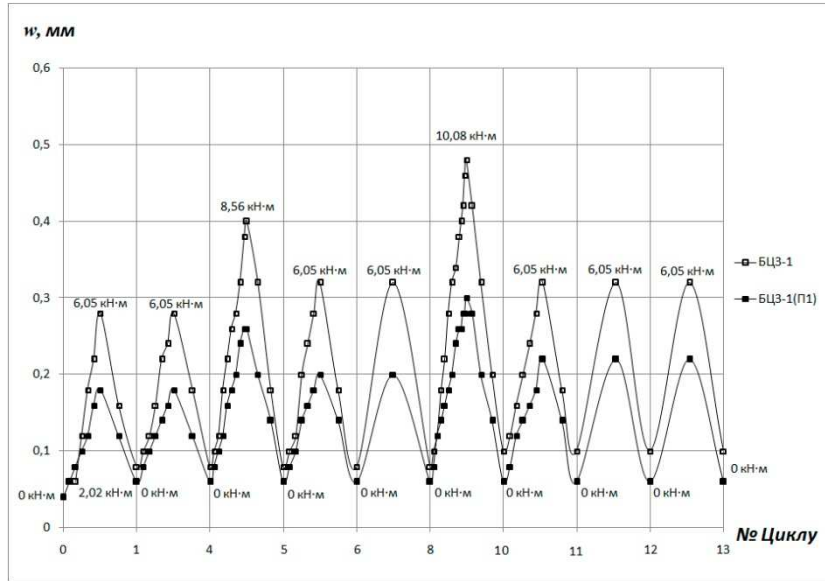
При випробовуванні підсилених балок тими ж величинами навантаження, що і до підсилення, на першому циклі не було виявлено нових тріщин, відбувалось розкриття лише існуючих. На 5-му циклі при рівні 0,7 почали з'являтися перші нові тріщини. При випробовуванні даних балок навантаженням, коли за 1,0 взято граничне експлуатаційне навантаження для підсилених балок, нові тріщини почали появлятися на першому циклі при рівні 0,6. Кількість тріщин у порівнянні із балками випробуваними однократним навантаженням зросла не суттєво.

Перед руйнуванням ширина розкриття тріщин деяких балок сягала 1 мм, що значно перевищувало допустиму величину.

На рис. 3.2 показано ширину розкриття тріщин балок до та після підсилення при однакових величинах навантаження (рис. 3.2(а)) і при однакових рівнях навантаження (рис. 3.2(б)). При однакових рівнях навантаження ширина розкриття тріщин в балці до підсилення БЦ3-1 та після підсилення БЦ3-1(П1) практично однакова. У порівнянні із балкою П1-Ц4 вони значно відрізняються. Ширина розкриття тріщин даної балки є значно меншою. Це свідчить про те, що підсилення композитною стрічкою значно збільшує тріщиностійкість конструкції.



а)



б)

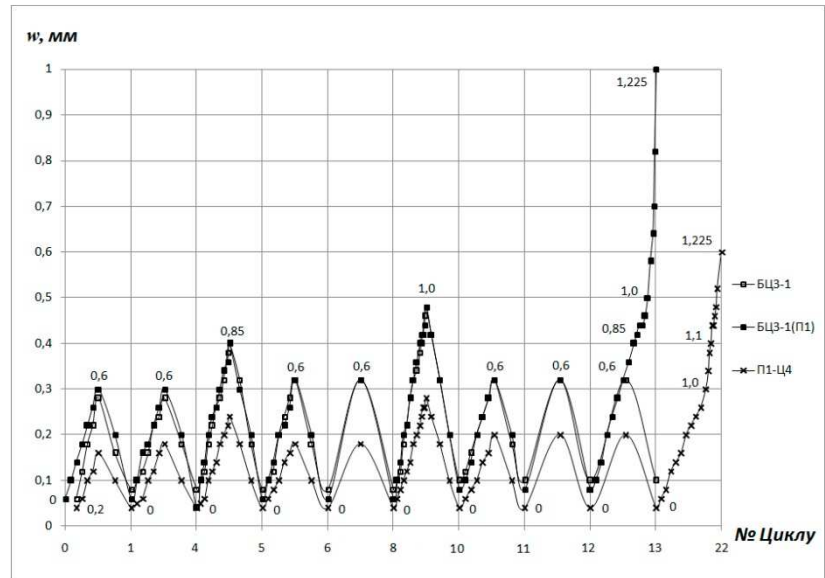


Рисунок 3.2 Зміна ширини розкриття тріщин дослідних балок випробуваних малоцикловим навантаженням: а) – при однакових величинах моменту навантаження; б) – при однакових рівнях навантаження

### Висновки до розділу 3

1. Проаналізовані дані попередньо проведених експериментальних досліджень деформативності та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок до та після підсилення композитами матеріалами на основі вуглепластиків в розтягнутій зоні, дозволили вивчити вплив однократних та малоциклових навантажень на їх роботу.
2. Зменшення прогинів підсилених балок до 64 %, а із врахуванням залишкових прогинів на час підсиленням – до 20 %, свідчить про збільшення їх жорсткості, а, як наслідок, підвищення моменту тріщиноутворення в два рази, зменшення ширини розкриття нормальних тріщин в бетоні та деформацій внутрішньої сталеві арматури.
3. Руйнування підсилених дослідних зразків проходило одночасно по стиснутій та розтягнутій зоні перерізу. Паралельно із руйнуванням системи підсилення – відбувалось виколування стиснутої зони бетону, що свідчить про максимальне використання ресурсу підсилюваної конструкції.
4. Підсилення згинальних залізобетонних конструкцій в розтягнутій зоні композитним полотном у вигляді П-подібної обійми є альтернативою композитній стрічці, коли разом із підвищення несучої здатності потрібно унеможливити розкриття тріщин. Експериментальні дослідження показали, що під час навантаження підсилених балок аж до руйнування на поверхні дослідних зразків тріщин не виявлено.

## **РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ**

### **4.1 Загальні положення охорони праці**

Охорона праці на будмайданчику – це насамперед дотримання техніки безпеки, трудового законодавства та санітарії. Ці пункти є необхідними і достатніми для безпечної та здорової праці при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Уся охорона праці в Україні регламентується законом України «Про охорону праці», який введений в дію Постановою Верховної ради України від 14.10.1992р. зі всіма змінами та доповненнями (остання 12.02.2015р).

Згідно вищезгаданого закону, для ведення безпечного будівництва будівельна площадка повинна бути влаштованою строго у відповідності до вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві». Роботи з використанням будівельних кранів повинні виконуватись згідно НПАОП 0.00-1.01-07 «Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів».

Границю будівельної площадки і небезпечну зону роботи крана позначити добре видимими попереджувальними знаками безпеки і написами встановленої форми згідно ГОСТ 12.4.026-76\* «ССБТ. Цвета сигнальные и знаки безопасности» та ДСТУ ISO 6309:2007 «Протипожежний захист. Знаки безпеки».

Небезпечні зони потрібно огородити, або поставити на їхніх межах попереджувальні написи і сигнали, які було б видно у день і вночі.

У випадку роботи в темну частину доби робочі місця освітлювати додатково переносними прожекторами.

### **4.2 Підготовка майданчика до будівництва**

До початку виконання робіт розробляється проект виконання робіт (ПВР), що складається з пояснювальної записки та технологічних карт на окремі види робіт.

З проектом виконання робіт знайомляться всі інженерно-технічні працівники, робітники і машиністи кранів під розписку.

Майданчик ведення робіт повинен бути підготовлений для безпечного проведення робіт. Підготовчі заходи повинні бути закінчені до початку виконання робіт. Закінчення підготовчих робіт має бути прийняте за актом про виконання заходів з безпеки праці, оформленого згідно [61].

Шляхи руху монтажних кранів огорожуються капроновим канатом.

Відкриті траншеї і котловани повинні бути огорожені і забезпечені трапами для спуску людей у котлован.

Колодязі інженерних мереж також повинні бути огорожені, а люки закриті.

Вантажопідйомні механізми та монтажне оснащення допускається в експлуатацію тільки після перевірки за правилами Держгірпромнагляду.

Монтажна зона повинна бути обгороджена огорожею висотою не менше 1м. У монтажній зоні дозволяється перебувати тільки монтажникам.

Проїзди і проходи необхідно регулярно очищати.

Ширина проходів до робочих місць і на робочих місцях повинна бути не менше 0,6м, а висота проходів у просвіті не менше 1,8 м.

Знаходження людей, не мають безпосереднього відношення до виробництва робіт, у небезпечних зонах категорично забороняється.

### **4.3 Виконання розвантажувально-навантажувальних робіт**

При розвантаженні, або загрузці рулонів люди повинні знаходитися в зоні, що забезпечує їх безпеку при обриві будь-якого з канатів при скачуванні рулонів.

Перед розвантаженням рулону з залізничної платформи за допомогою лебідок і тракторів необхідно згідно ПВР встановити додаткові опори під краї платформи, що оберігають її від перекидання.

Перед довозенням конструкцій до місця монтажу повинні бути вибрані і підготовлені майданчики для їх розвантаження та зберігання так, щоб було зручно переміщати конструкції при монтажі.

При перекочування рулонів заборонено перебування людей як попереду, так і позаду їх на відстані менше 10 м.

#### **4.4 Ведення вогневих робіт**

На місці проведення вогневих робіт повинні бути первинні засоби пожежогасіння, пофарбовані відповідно до вимог НПБ-160-97 «Кольори сигнальні. Знаки пожежної безпеки»:

- Вогнегасники пінні ОХП-10 ємністю по 10л (кожний).

До початку робіт провести протипожежний інструктаж робітникам.

У місцях проведення вогневих робіт необхідно вжити таких заходів пожежної безпеки:

- усунути можливість проникнення вогненебезпечних газів і парів нафтопродуктів до місця проведення вогневих робіт;

- в радіусі 15м від місця вогневих робіт майданчик повинна бути очищена від сміття, розлитих нафтопродуктів та ін. горючих предметів;

- місце, де були пролиті нафтопродукти, засипати піском шаром не менше 5см;

- при проведенні вогневих на будівельних лісах і підмостках всі дерев'яні конструкції повинні бути захищені від попадання іскор.

При проведенні вогневих робіт **ЗАБОРОНЯЄТЬСЯ**:

- приступати до роботи при несправній апаратурі;

- виконувати вогневі роботи на свіжопофарбованих конструкціях, виробках;

- використовувати одяг і рукавиці зі слідами масел, жирів, бензину, гасу та інших горючих рідин;

- допускати до самостійної роботи учнів, а також працівників, які не мають кваліфікаційного посвідчення і талона з техніки пожежної безпеки;

- допускати стикання електричних проводів з балонами зі стисненими, зрідженими або розчиненими газами;

- проводити роботи на апаратах і комунікаціях заповнених горючими й токсичними речовинами, а також знаходяться під електричною напругою.

Місце проведення зварювальних робіт має бути захищене від вітру, атмосферних опадів і попадання забруднень.

При проведенні газозварювальних і газорізальних робіт **ЗАБОРОНЯЄТЬСЯ**:

- відігрівати замерзлі трубопроводи, вентиля, редуктори та ін. деталі зварювальних установок відкритим вогнем або розпеченими предметами;

- допускати стикання кисневих балонів, редукторів зварювального обладнання з різними маслами, промасленим одягом і ганчірками;

- проводити продування шлангів для горючих газів киснем та кисневих шлангів горючими газами, а також взаємозамінювати шланги при роботі.

Забороняється:

- виробляти зварювальні роботи під час грози, дощу, снігопаду;

- залишати електрод у електродотримачі під час перерви і після закінчення робіт;

- користуватися електродами при відсутності сертифіката, з відволоженим і пошкодженим покриттям;

- використовувати спецодяг і рукавиці зі слідами масла, жирів та інших горючих рідин;

- використовувати як зворотний провід мережі заземлення.

При зварюванні слід пам'ятати, що вуглекислий газ зварювальних напівавтоматів є більш важким, ніж повітря і скупчується в нижніх частинах, тому слід організувати витяжну вентиляцію для газів, що скупчуються нижче зони зварювання.

#### **4.5 Забезпечення засобами захисту**

Керівники будівельно-монтажної організації зобов'язані забезпечити робітників, інженерно-технічних працівників і службовців спецодягом, спецвзуттям та іншими засобами індивідуального захисту.

Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски.

Перелік засобів індивідуального захисту:

1. Каска захисна вініпластова - ГОСТ 12.4.087-84 - 50шт.
2. Комплект спецодягу - ГОСТ 27653-88 - 35шт.
3. Спецвзуття - ГОСТ 12.4.060-78 \* - 35шт.
4. Монтажні пояси - 20шт.
5. Рукавиці - ГОСТ 12.4.010-75 \* - 180шт.
6. Окуляри газорізальника зі світлофільтрами - Г 1-73 – 7шт.
7. Щиток захисний лицьовий для електрозварника - ГОСТ 12.4.035-78 \* - 12шт.

Робочі при отриманні засобів індивідуального захисту повинні бути проінструктовані про порядок користування цими засобами та ознайомлені з вимогами по догляду за ними (п.б.3. ГОСТ 12.3.009-76 \*).

Робітники повинні вміти надавати першу медичну допомогу потерпілому.

До початку робіт всі робітники повинні бути ознайомлені з режимом робочого дня, в якому повинні бути визначені умови відпочинку, прийому їжі, переривів.

#### **4.6 Виробнича санітарія**

До початку основних будівельно-монтажних робіт повинні бути підготовлені і введені в дію санітарно-побутові приміщення та пристрої.

На об'єкті будівництва повинні бути приміщення або місця для розміщення аптечок з медикаментами, носилок, фіксуєчих шин та інших засобів для надання першої допомоги постраждалим.

Безпосередньо на робочому місці слід мати аптечку з медикаментами та перев'язувальними матеріалами.

Усі працюючі на будівельному майданчику повинні бути забезпечені питною водою. Питні установки розташовуються на відстані не більше 75м від робочих місць.

#### **4.7 Пожежна безпека**

Для забезпечення пожежної безпеки слід обладнати стенди з повним набором пожежного інвентарю.

Балони з киснем, горючими газами, зварювальні агрегати, компресора повинні розташовуватися не ближче 10м від діючих нафтопроводів з нафтою і нафтопродуктами; зварювальні агрегати, компресори і автотехніка - не ближче 20м від непрацюючих резервуарів, і 50м від місць витоку газу.

У разі виникнення пожежі слід негайно евакуювати робітників на безпечну відстань, повідомити в пожежну службу і вжити заходів для її гасіння.

Палити на території майданчика виробництва робіт дозволяється тільки в спеціально відведених місцях, обладнаних засобами пожежогасіння.

При виникненні аварійної ситуації необхідно вивести людей і технічні засоби за межі зони аварії і повідомити відповідним службам.

Незадіяну техніку розташовувати не ближче 100м від місць робіт з навітряного боку.

#### **4.8 Розрахунок вібраційного впливу при ущільненні ґрунту на етапі зворотньої засипки**

Розрахунок виконується згідно [62]. Ущільнення виконують протягом усієї зміни. Ніякий інший вібронебезпечний інструмент для ущільнення не застосовують.

У якості машини для ущільнення прийнята віброплита Wiber UGMS-12:

- частотою вібрації – 100 Гц;

- вібраційне прискорення на ручки машини –  $U_1=210 \text{ м/с}^2$ .



Нормативне значення вібраційного навантаження при локальній дії протягом зміни визначаємо згідно табл. 12 [62]. Для найближчого значення частоти - 125 Гц нормативне значення складає  $U=10,7 \text{ м / с}^2$ .

Коректоване почастотне значення контрольованого параметра  $U$ :

$$\tilde{U} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (U_i \cdot K_i)^2} = 210 \cdot 0,125 = 26,3 \text{ м/с}^2,$$

де  $K_i=0,125$  - ваговий коефіцієнти і-тої частотної смуги для середнього квадратичного значення контрольованого параметра (прийнято для найближчого значення частоти - 125 Гц).

Оскільки  $\tilde{U} = 26,3 \text{ м/с}^2 > U=10,7 \text{ м/с}^2$ , то необхідну тривалість роботи необхідно зменшити. Розрахункове значення більше нормативного в 2,5 рази.

Згідно табл. 2.6 [62] обираємо допустиму тривалість роботи. Для найбільш близького перевищення - 2,8 рази допустима тривалість роботи становить 120 хв.

#### **4.9 Безпека в надзвичайних ситуаціях**

Внаслідок надзвичайної ситуації природного чи техногенного характеру (а загалом будь-якого походження) може сформуватися надзвичайний екологічний стан [67, 68], коли на певній території проживання населення може бути або однозначно неможливе (як це сталося після аварії на Чорнобильській АЕС), або потребуватиме обмежень.

Згідно з чинним законодавством України рішення про запровадження надзвичайного екологічного стану ухвалює Президент України за поданням Ради національної безпеки і оборони України або Кабінету Міністрів України.

Згідно з термінологією, прийнятою в законодавстві України, надзвичайна ситуація техногенного та природного характеру — це порушення нормальних умов життя і діяльності людей на окремій території чи об'єкті на ній або на водному об'єкті, спричинене аварією, катастрофою, стихійним лихом або іншою небезпечною подією, у тому числі епідемією, епізоотією, епіфітотією, пожежею,

що призвело (може призвести) до неможливості проживання населення на території чи об'єкті, здійснення там господарської діяльності, загибелі людей та/або значних матеріальних втрат.

Надзвичайна ситуація може виникнути в результаті виникнення аварій на виробництві. Виробничі аварії при виникненні надзвичайної ситуації можуть бути різноманітними. Причинами їх можуть бути: стихійні лиха (землетруси, зсуви, повені, пожежі тощо), а також порушення технології виробництва і правил техніки безпеки.

Найбільш типовими наслідками аварій можуть бути: вибухи, пожежі, затоплення, завали шахт, зараження навколишнього середовища сильнодіючими отруйними речовинами.

Під стихійним лихом розуміють таке явище природи, яке не може бути відвернуте і характеризується порушенням нормальної життєдіяльності значної групи населення, загрози для їх життя, руйнуванням чи затопленням та знищенням матеріальних цінностей. До них відносяться: повені; селеві потоки; урагани; зсуви; землетруси та інші.

До стихійних лих відносяться також масові лісові пожежі по тим втратам, які вони завдають народному господарству і великій небезпеці для населення, що проживає у районах, охоплених пожежами [71].

Масштабними аваріями на промислових підприємствах вважаються надзвичайні ситуації, які викликають раптову зупинку робот, створюють небезпеку для життя людей і можуть призвести до руйнування виробничих будівель, ушкодження чи знищення устаткування, сировини і готової продукції, а також до зараження місцевості отруйними речовинами і загазованості атмосфери. Наслідком аварій, а іноді і причиною їх можуть бути вибухи і пожежі [71].

Масштабні виробничі аварії і катастрофи можуть призводити до загибелі людей і завдавати відчутних втрат народному господарству. Тому забезпечення безаварійної роботи підприємств слід розглядати як важливу державну справу, яка потребує повсякденної уваги керівництва. інженерно-технічних працівників. Аварії можуть трапитися на будь-яких промислових підприємствах і на

транспорті, унаслідок безвідповідального відношення до своїх обов'язків усіх посадових осіб. Однак, найбільшу небезпеку несуть об'єкти [72], що виробляють чи застосовують у технології сильнодіючі отруйні речовини, вибухо і пожежонебезпечні матеріали і продукти. Небезпечними об'єктами є також склади, бази, залізничні станції і порти, де зберігаються чи маютьяся запаси цих матеріалів і продуктів. Аварії можуть трапитися унаслідок:

- стихійних лих; допущення прорахунків у проектуванні будівництві і обладнанні підприємства; прийняттям в експлуатацію вентиляційних систем без випробування на ефективність їх роботи; недоробок по техніці безпеки і охороні праці тощо.

Вони можуть бути також наслідком порушення технологічного процесу, несправності електропроводки і недостатнього впровадження надійних систем пожежогасіння. Аварії виникають і унаслідок необачного поводження з вогнем.

Крім того, причинами аварії можуть бути: порушення вимог і правил техніки безпеки: низька трудова і технологічна дисципліна, відсутність належного контролю за процесом виробництва.

#### **Висновки до розділу 4**

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при проведенні завершення будівництва силосного корпусу.
2. Розраховано вібраційний вплив при ущільненні ґрунту на етапі зворотньої засипки при влаштуванні робіт нульового циклу.
3. Проаналізовано комплекс заходів з безпеки в надзвичайних ситуаціях.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено об'ємно-планувальні та конструктивні рішення завершення будівництва силосного корпусу на 12000 тон.
2. Проаналізовані дані попередньо проведених експериментальних досліджень деформативності та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок до та після підсилення композитами матеріалами на основі вуглепластиків в розтягнутій зоні, дозволили вивчити вплив однократних та малоциклових навантажень на їх роботу.
3. Зменшення прогинів підсилених балок до 64 %, а із врахуванням залишкових прогинів на час підсиленням – до 20 %, свідчить про збільшення їх жорсткості, а, як наслідок, підвищення моменту тріщиноутворення в два рази, зменшення ширини розкриття нормальних тріщин в бетоні та деформацій внутрішньої сталеві арматури.
4. Руйнування підсилених дослідних зразків проходило одночасно по стиснутій та розтягнутій зоні перерізу. Паралельно із руйнуванням системи підсилення – відбувалось виколування стиснутої зони бетону, що свідчить про максимальне використання ресурсу підсилюваної конструкції.
5. Підсилення згинальних залізобетонних конструкцій в розтягнутій зоні композитним полотном у вигляді П-подібної обойми є альтернативою композитній стрічці, коли разом із підвищення несучої здатності потрібно унеможливити розкриття тріщин. Експериментальні дослідження показали, що під час навантаження підсилених балок аж до руйнування на поверхні дослідних зразків тріщин не виявлено.

**БІБЛІОГРАФІЯ:**

1. ДБН В.2.1 – 10 – 2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінбуд України, 2010. – 98 с.
2. ДБН А.3.1-5-2009 Організація будівельного виробництва (Управління, організація і технологія). Київ, 2012.
3. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будинків та споруд: Навчальний посібник. – Львів: Видавництво Національного університету ”Львівська політехніка”, 2008. – 108с.
4. Расчет и технические решения усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А.Б. Голышев, П.И.Кривошеев, П.М. Козелецкий и др.: под ред. А.Б. Голышева. – К.: Логос. – 2008. – 304с.
5. Римар Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Я.В. Римар. – Львів., Нац. ун-т ”Львівська політехніка”. 2010. – 20с.
6. Гриневич Є.О. Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Є.О. Гриневич. – Харків: ХДТУБА, 2004. – 19с.
7. [http://archive.nbu.gov.ua/portal/natural/Rmkbs/2011\\_21/90.pdf](http://archive.nbu.gov.ua/portal/natural/Rmkbs/2011_21/90.pdf).
8. Єрмоменко О.Ю. Ефективність варіантів підсилення у стиснутій зоні залізобетонних елементів, що працюють на згин. Дисс. канд. техн. наук. КНУБА, 2005. – 133 с.
9. Дубіжанський Д.І., Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є. Методика експериментальних досліджень балок, підсилених залізобетонною обоймою, за дії навантаження // зб. наук. пр.: “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 795–800.
10. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. – К.: Державний комітет України з будівництва і архітектури, 2003. – 82 с.

11. Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84\*. Усиление железобетонных конструкций. – Минск: Минстрой Республики Беларусь, 1998. – 189 с.
12. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
13. Мурин А.Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою // Вісник національного університету "Львівська політехніка" "Теорія і практика будівництва". – 2008. – №627. – С. 155–158.
14. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук. – Луцьк, 2003. – 157с.
15. Смолянінов М.Ю. Підсилення залізобетонних елементів, що зазнають згину, акриловим полімеррозчином // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 432-439.
16. Бабич Е.М. Работа элементов на поперечную силу при многократно повторном нагружении / Е.М. Бабич, А.П. Погореляк, А.С. Залесов // Бетон и железобетон.-1981.- № 6.- С. 8–9.
17. Погореляк А.П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно-повторных нагружениях: дисс. канд. техн. наук / А.П. Погореляк - Ровно, 1981. 174 с.
18. Бабич Е.М. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Е.М. Бабич, А.П. Погореляк // Известия вузов: Строительство и архитектура.- 1976.- № 4.- С. 33 – 36.
19. Панчук Ю.М. Деформативність згинальних залізобетонних елементів при короткочасних малоциклових навантаженнях високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2001. – Вип. 1. – С. 105.
20. Бабич Є.М. Деструктивні особливості і малоциклова втомленість важкого бетону при малоцикловому стиску / Є.М. Бабич, Ю.М. Панчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2004. – Вип. 4. – С. 106 - 110.
21. Панчук Ю.М. Дослідження деформацій стиснутого бетону і розтягнутої

арматури залізобетонних балок зі змішаним армуванням при мало циклових навантаженнях високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 5. – С. 226 - 235.

22. Коваль П.М., Полюга Р.І. Малоциклові навантаження в роботі автодорожніх мостів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 341-347.

23. Валовий О.І. Міцність залізобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачених залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / О.І. Валовий, П.І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2010. – Вип. 20. – С. 473 – 480.

24. Валовий О.І. Розрахунок прогинів залізобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачених залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / О.І. Валовий, П.І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 781 – 786.

25. Борисюк О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою за дії малоциклових навантажень / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Рекомендації. – Рівне: НУВГП, 2012. – 38 с.

26. Дослідження роботи підсилених залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень / О.П. Борисюк, О.П. Конончук, С.В. Мельник, В.М. Петришин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 17. – С. 404 – 410.

27. Борисюк О.П. Аналіз стану питання підсилення розтягнутої зони та розрахунку за нормальними перерізами згинальних залізобетонних елементів / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 452 – 458.

28. Борисюк О.П. Методика випробовування підсилених згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 2. – С.

709 – 717.

29. Борисюк О.П. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: НТУ, 2012. – Випуск 2 (32). – Т.2. – С. 3 – 10.

30. Борисюк А.П. Расчет прочности за нормальными сечениями, жесткостью и трещиностойкостью железобетонных балок, усиленных композитными материалами на основе углепластиков в растянутой зоне / А.П. Борисюк, А.П. Конончук // Строительство в прибрежных курортных регионах: материалы 7-й международной научно-практической конф. – Сочи: СГУ, 2012. – С. 84 – 88.

31. Конончук А.П. Экспериментальные исследования железобетонных балок усиленных композитными материалами / А.П. Конончук, П.И. Довбака // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: материалы международной научно-технической конференции. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско-Российский университет", 2012. – Часть 2. – С. 99 – 101.

32. Борисюк О.П. Жорсткість та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів підсилених вуглепластиками в розтягнутій зоні / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: материалы III международной научно-технической Интернет-конференции. – Харьков: ХНАГХ, 2012. – С. 9 – 15.

33. Борисюк О.П. Вплив анкерування композитної стрічки при підсиленні дослідних зразків згинальних елементів / О.П. Борисюк, О.П. Конончук, Ю.М. Собко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 496 – 501.

34. Конончук О.П. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 479 – 486.

35. Бетоны. Методы определения призмочной прочности. ГОСТ 24452-80.

36. Бетоны: Методы определения призмочной прочности, модуля упругости.



- ГОСТ 10180-90. – Взамен ГОСТ 10180-78; Введ. 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 45 с.
37. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение. ГОСТ 12004-81. – Введ. 01.07.81.
38. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Рекомендації. – Рівне, 2005. – 37 с.
39. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.. Востановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертижей. – Томск, 1990. 320с.
40. Голышев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. – К.:Логос,2001. – 172с.
41. Усиление строительных конструкций. Хило Е.Р., Попович Б.С. – Львов: Вища школа: Изд – во при Львов. ун – те, 1985. - 156с.
42. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат,1990. - 250с.
43. Расчет и технические решения усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований/ А.Б. Голышев, П.И.Кривошеев, П.М. Козелецкий и др.: под ред. А.Б. Голышева. – К.: Логос. – 2008. – 304с.
44. Куликов А.Н. К вопросу определения трещиностойкости фиброжелезобетона при осевом растяжении // Исследования в области железобетонных конструкций. Сб. тр. ЛИСИ, № 111. - Ленинград: ЛИСИ, 1976. - С. 9 - 22.
45. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363-371.
46. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша //

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

47. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.

48. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упрочненных слоистыми углепластиками. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.

49. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.

50. Крись Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крись // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268.

51. Некоторые элементы теории разрушения железобетонных конструкций, усиленных волокнистыми композиционными материалами. Римшин В.И., Омельченко Е.А. Международная научно – практическая конференция ” Научное исследование, наносистемы и ресурсосберегающие технологии в стройиндустрии ( 18 Научные чтения )”, Белгород, с. 132 -136, 195 – 196.

52. О перспективах применения композитных полимерных материалов в строительных конструкциях и мостах в Сибири. Устинов В.П., Бернадский А.Ф., Казарновський В.С., Петров М.Г., Устинов Б.В., Яшнов А.И.. Вестн. Сиб. Гос. Ун – та путей сообщ. 2006, № 13,с. 51 – 57.

53. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, / U. Meier, K. Kaiser // Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. p. 224-232.

54. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and applications in Switzerland Advanced composite materials in bridges and structures. / U. Meier, M. Deuring, H. Meier, G. Shwegler // 1st International Conference.

Sherbrooke, Canada.- 1992.

55. Ritchie P. External Reinforcement of Concrete Beams / P. Ritchie, D. Thomas, G. M. Connelly // *Iszng Fiber-Reinforced Plastics, AC 1 Structural Journal*, 8 (4), 1991, pp. 490-500.

56. Kaminska M.E. Obliczanie nosnosci belek wzmacnionych tasmami CFRP / ME. Kaminska, R. Kotynia // *XLV konf. nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo - badawczc budownictwa. - Tom 2, Konstrukcje betonowe. - Krynica, -1999.- S. 87-94.*

57. Kaminska M.E. Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejnymi na ich powierzchniach / M.E. Kaminska, R. Kotynia // *XVI konferencja naukowo-techniczna "Beton i prefabrykacja". – Tom 2, - Jadwisin., - 1998. - S. 479 -484.*

58. Bond behaviour of CFRP reinforcement for torsional strengthening of solid and box – section RC beams. Al – Mahaidi Riadh, Hii Adrian K.Y. *Composites. B.2007.38, №5 – 6,c.720 – 731.*

59. [http://nebook.net/book\\_osnovi-ekonomchnih-teorj\\_568\\_page\\_1](http://nebook.net/book_osnovi-ekonomchnih-teorj_568_page_1)

60. Гандзюк М. П., Желібо Е. П., Халімовський М. О. Основи охорони праці / За ред. Гандзюка М. П. - К.: Каравела 2003 - 405 с.

61. Ткачук К. Н., Халімовський М. О., Зацарний В.В., та інші. Основи охорони праці: Підручник. -К.: Основа, 2006. -444 с.

62. Справочник по охране труда на промышленных предприятиях, Ткачук К.Н. и др.-К.: Техника, 1991 -285 с.

63. Жидецький В.Ц. Основи охорони праці: Підручник. - К.: Основа, 2002. - 320 с.

64. Савельев П. С. Пожары и катастрофы. -М.: Стройиздат, 1994-432 с.

65. Пожежна безпека. Навч. посіб. /За ред. Рожкова А. П. — К.: Пожінформтехніка, 1999-255 с.

66. Ротань В. Г., Зуб І. В., Сличинський Б. С. Науково-практичний коментар до законодавства України про працю. Восьме видання. Доповнене та перероблене. — К.: Видавництво А.С.К., 2007. - 944 с.

67. Стадницький Г.В.Экология / Г.В. Стадницький, А.И. Родионов. — М.: Высшая школа, 1998. — 272 с.

68. Носовський Т.А. Основи промислової екології / Т.А. Носов-ський. — К.: ІСДО, 1996. — 80 с.
69. Торочешников Я.С. Техника защиты окружающей среды / Я.С. Торочешников и др. — М. : Химия, 1981. — 368 с.
70. Шариков А.П. Охрана окружающей среды : справочник / А.П. Шариков. — Л.: Судостроение, 1978. — 314 с.
71. Джигирей В.С. Основи екології та охорона навколишнього середовища : навч. посіб. / В.С. Джигирей. — 5-те вид., виправл. і допов. — К. : Т-во "Знання", КОО, 2007. — 422 с.
72. Джигирей В.С. Основи екології та охорона навколишнього природного середовища / В.С. Джигирей, В.М. Сторожук, Р.А. Яцюк. — Л.: Афіша, 2000. — 272 с.