



Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій  
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)

студенту Кейвану Василю Петровичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект гідроочисної установки дизпалива в Надвірній з дослідженням фундаменту

Керівник роботи Ігнат'єва Вікторія Борисівна, к.т.н., доц.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ року № \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом завершеної роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
6-8 листів формату А1



## ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ. 1 Архітектурно-будівельний .....	7
1.1 Генеральний план.....	7
1.2 Архітектурно-будівельні рішення.....	10
1.3 Інженерне обладнання .....	14
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний .....	18
2.1 Розрахунок фундаменту під реактор Р-201 .....	18
2.1.1 Визначення глибини закладення фундаменту .....	18
2.1.2 Розрахунок основи .....	20
2.1.3 Розрахунок плити фундаменту .....	26
2.1.4 Розрахунок стакана .....	28
2.2 Розрахунок етажерки реактора Р-201.....	31
2.2.1 Компонування, конструктивні особливості етажерки .....	31
2.2.3 Визначення внутрішніх зусиль .....	36
2.2.4 Розрахунок елементів балочної клітки .....	39
Розділ 3. Науково-дослідний.....	45
3.1 Проектування фундаментів мілкового закладення поблизу існуючої забудови .....	45
3.2 Застосування роз'єднувального шпунта як засобу захисту існуючих конструкцій .....	51
РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	53
4.1 Охорона праці.....	53
4.1.1 Виробнича санітарія і гігієна праці в будівництві.....	56
4.1.2 Санітарно-побутове забезпечення будівельного майданчика.....	56
4.1.3 Освітлення будівельного майданчика і місць робіт .....	57
4.1.4 Заходи щодо зниження вібрації і шуму від використовуваної будівельної техніки та установок .....	58
4.1.5 Розрахунок стійкості гусеничного крана.....	60
4.2 Безпека надзвичайних ситуацій.....	63

4.2.1 Коротка характеристика можливих НС техногенного та природного характеру .....	63
4.2.2 Основні принципи і способи захисту населення в НС.....	68
ВИСНОВКИ.....	70
БІБЛІОГРАФІЯ .....	71

## ВСТУП

Підприємство має повну інфраструктуру: товарно-сировинне господарство; мережу залізничних комунікацій; мережі трубопроводів для сировини, готової продукції, енергоносіїв і реагентів; служби діагностики і ремонту; контролю та управління якістю; містить чотири підрозділи пожежної охорони, газорятувальний підрозділ, охоронний підрозділ, автотранспорт і повний комплекс очисних споруд.

Основними видами товарної продукції підприємства є паливо, мінеральні масла, ароматичні вуглеводні, присадки до мастил, нафтові бітуми. Основною вихідною сировиною для отримання товарної продукції є нафта.

**Актуальність теми.** Переробка нафти є однією з головних економіки. Своєчасні інвестиції в нафтопереробні дозволяють купувати сировину зі значними знижками, приносячи уряду сотні мільйонів доларів в рік.

**Мета роботи:** Розробка проекту гідроочисної установки дизпалива в Надвірній з дослідженням фундаменту.

**Об'єкт досліджень** – фундаменти промислових будівель та споруд.

**Предмет дослідження** – технічні особливості влаштування суміжних фундаментів промислових будівель та споруд.

**Доцільність проведення досліджень** зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити економічність промислових будівель при їх експлуатації та зведенні.

**Завдання роботи:**

- розробити основні конструктивні рішення гідроочисної установки дизпалива;
- визначити інженерно-геологічні умови будівництва, визначити тип та розрахувати фундаменти відповідно до виявлених інженерно-геологічних умов;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій гідроочисної установки дизпалива;
- розробити будгенплан;

- визначити основні конструктивні особливості влаштування фундаменту гідроочисної установки дизпалива;

- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

**Методи дослідження** – аналіз літературних джерел, чисельні.

**Галузю застосування** результатів роботи є проектування нових, реконструкція існуючих та експлуатація промислових будівель і споруд.

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика проектування суміжних фундаментів промислових будівель і споруд.

**Практичне значення отриманих результатів.** Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих промислових будівель і споруд.

**Апробація результатів** магістерської роботи виконана роботи виконана на ІХ Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 25-26 листопада 2020 року.).

**Публікація результатів магістерської роботи** здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

**Ключові слова:** фундамент, суміжний, стісені умови.

## РОЗДІЛ. 1 Архітектурно-будівельний

### 1.1 Генеральний план

В геоморфологічному відношенні майданчик, на якому проводилися дослідження, приурочений до озерно-льодовикової рівнини. Розташовується в північно-західній частині виробничої зони нафтопереробного підприємства. Рельєф майданчика рівний, умови поверхневого стоку задовільні. Небезпечних геологічних процесів не виявлено.

Територія, де розташований майданчик, відноситься до II "В" кліматичної зони. Абсолютна мінімальна температура повітря - 21°C, абсолютна максимальна температура - + 36°C, середньорічна - + 5,1 ° С. Обсяг снігопереносу менш 100мл/м. Середня місячна відносна вологість повітря на 13-00 годин найбільш холодного місяця - 85%, найбільш жаркого - 59%. Кількість опадів за рік -759мм, добовий максимум - 107 мм. Максимальна з середніх швидкостей вітру 5,9 м. Переважний напрямок вітрів: січень - південний захід (22%), південь (20%), липень-захід (18%), північний захід (15%). Штиль: січень - 5%, липень - 6%.

Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю ґрунтових вод. Водовмісним є шар пісків дрібних (ІГЕ-2). Потужність обводненого шару - до 0,4 м. Рівень ґрунтових вод схильний до сезонних коливань. Ґрунтові води даного горизонту мають домішки нафтопродуктів.

Визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів було виконано лабораторним способом. Планово-висотна прив'язка виробок проведена згідно місцевої систем координат і Балтійської системою висот.

Несприятливими факторами інженерно-геологічних умов є: наявність ґрунтових вод; ступінь агресивності ґрунтів ХА2 до бетону марок W4-W6 по водонепроникності.



Проектування необхідно вести з урахуванням вимог [18]. При виробництві земляних робіт ґрунти основи необхідно оберігати від додаткового зволоження, промерзання і розпушення.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів  $d_{fn}$  під відкритою від снігу (оголеною) поверхнею за даними Держкомгідромету станом на 1.10.98г. для нашого району становить: насипний ґрунт - 0,99 м; суглинки і глини - 0,99 м.

Нормативні та розрахункові значення характеристик ґрунтів наведені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 Нормативні та розрахункові значення характеристик ґрунтів

ІГЕ, ґрунт	Питома вага, кН/м <sup>3</sup>		Питоме зчеплення, кПа		Кут внутрішнього тертя, градус		Модуль деформації МПа
	У <sub>n</sub>	У <sub>п</sub>	С <sub>п</sub>	С <sub>п</sub>	φ <sub>n</sub>	φ <sub>п</sub>	Е
1. Насипний шар	19,6	19,5			R <sub>0</sub> =120 кПа		
2. Пісок дрібний середньої міцності	19,5	19,5/ 9,9	1,4	1,4	31	31	18
3. Глина тугопластична середньої міцності	19,6	19,5	32	32	14	14	11
4. Суглинок морений тугопластичний міцний	21,6	21,5	35	35	26	26	16
5. Супісок моренна тверда дуже міцна	22,0	22,0	48	48	29	29	46

Для ІГЕ-2 в чисельнику - питома вага маловлажних пісків, в знаменнику - водонасичених з урахуванням дії води.

Проммайданчик установки «гідроочищення і м'якого гідрокрекінгу» - знаходиться в центральній частині території заводу і обмежений з півночі -

установкою Риформинг №1, зі сходу - УОВ №1, з півдня – дорогою №7, із заходу - УОВ №8.

Ділянка проектування відноситься до Пв кліматичного підрайону з наступними характеристиками:

Розрахункова температура зовнішнього повітря – мінус 25°C;

Абсолютна мінімальна температура повітря - мінус 21°C;

Абсолютна максимальна температура повітря - плюс 36°C;

Нормативний швидкісний тиск вітру 23 кг/м<sup>2</sup>;

Нормативне снігове навантаження 120 кг/м<sup>2</sup>.

Під'їзд автотранспорту до майданчика будівництва передбачається з боку дороги 7.

Таблиця основних показників по генплану приведена в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 - Основні техніко-економічні показники по генплану

№п.п.	Найменування показників	Од. вим.	Кількість
1	Площа ділянки	м <sup>2</sup>	2360
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	338
3	Площа покриттів	м <sup>2</sup>	1243
4	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	146
5	Площа існуючих покриттів	м <sup>2</sup>	631
6	Коефіцієнт забудови		0,143
7	Коефіцієнт озеленення		0,062
8	Коефіцієнт покриття		0,526

Для будівництва реакторного блоку гідроочищення використовуємо, по можливості, місцеві будівельні матеріали. В ролі виробничої бази виступає завод великопанельного домобудівництва, який є відокремленим структурним підрозділом і знаходиться в його підпорядкуванні без наділення правами юридичної особи.

Заходом з інженерної підготовки території передбачена зрізка рослинного шару і складування його в тимчасовий відвал для подальшого використання для озеленення території;

При вирішенні вертикального планування враховувалися такі фактори:

- створення за технологічними вимогами горизонтальних майданчиків для розміщення нового обладнання;
- забезпечення відводу поверхневих вод з майданчика;
- мінімальний обсяг земляних робіт.

Стоки з майданчика направляються в закриту мережу промислово-зливової каналізації КЗ з подальшим відведенням на очисні споруди підприємства.

Прокладка інженерних комунікацій каналізації прийнята під землею. Технологічні комунікації розміщуються на існуючих естакадах і нових опорах над землею. Мережі електропостачання, КВП і зв'язку прокладаються на надземних кабельних і, частково, технологічних естакадах.

Для під'їзду до постаменту нового реакторного блоку виконуються в'їзди. За умовами провітрювання промайданчика і в зв'язку з високою щільністю забудови озеленення виконано в мінімальному обсязі - на вільній від забудови і покриттів території передбачено влаштування газонів з багаторічних трав.

## 1.2 Архітектурно-будівельні рішення

Вихідні дані зі спорудах представлені в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3- Вихідні дані по спорудам, що зводяться

Будівля або споруда	Габарити будівлі (споруди) в плані	Клас відповідально сті	Тип фундаменту	Навантаження на одну опору, кН	Передбачувана глибина закладення фундам., м
Окремо-стоячий вертикальний апарат	H=39,4м, діаметр 3,67м, маса реактора (пустого) 268,3 т	II	ПФМЗ (або свайний)	До 7530	2 ÷ 3 або 7 ÷ 8 (низ свай)
Металева етажерка	H=41,6м, 9,4x6,9м	II	ПФМЗ	До 400	1 ÷ 2
З/б постамент	H=13,4м, крок опор 2x6м, загальна довжина 24м	II	ПФМЗ	До 850	1 ÷ 2

Ступінь вогнестійкості споруди – II.

Компонувальні рішення.

При розробці компонувальних рішень враховувалися наступні принципи:

- технологічність ведення процесу;
- забезпечення мінімальної довжини технологічних, енергетичних, кабельних і інженерних комунікацій;
- можливість монтажу, ремонту і експлуатації обладнання;
- забезпечення технологічності будівництва;
- забезпечення під'їздів і проїздів;
- при компонуванні обладнання враховувалися можливість під'їзду до обладнання пересувних засобів механізації, а також необхідні протипожежні розриви, місця обслуговування, проходи, згідно протипожежним нормам та правилам безпеки .
- для обслуговування апаратури, розташованої вище 1,8 м, передбачені майданчики.

Постамент реакторного блоку на гідроочисної установки.

Проектом розроблено постамент для розміщення технологічного обладнання, а також технологічних трубопроводів і кабельних мереж.

Постамент 4-рівневий, прямокутний в плані розмірами 12х24м з сіткою колон бхбм.

1 рівень на відм.0.000м призначений для розміщення технологічного обладнання - теплообмінників T201, T202, сепаратора C201 і насосів. По зовнішньому периметру граней постаменту виконано бетонний бортик висотою 150мм. Відведення води і пролитого продукту - через приямки в кількості двох - в мережу каналізації.

2 рівень на відм. + 4.700 м не використовується. Виконано конструктивно для надання додаткової жорсткості поперечним рам.

3 рівень на відм. + 9.500 м використовується для прокладки технологічних трубопроводів. Обслуговуючих зон не передбачено.

4 рівень на відм. + 13.200 м використовується для розміщення технологічного обладнання - деаераторів Д-200, апаратів повітряного охолодження АВО-201. Для доступу обслуговуючого персоналу на 4 рівень виконані металеві шахтні сходи з вогнезахисним екраном з боку постаменту. Другий вихід організований через етажерку реактора Р-201.

По периметру рівня (2-го ярусу) передбачається бетонний борт висотою 150 мм і металева огорожа висотою 1000мм. Для відводу опадів і пролитого продукту виконано дві воронки з водостічними трубами діаметром 100мм.

Для кріплення технологічних трубопроводів до АВО-201 виконані Г-образні стійки висотою 8,0 м жорстко пов'язані з обладнанням і постаментом. Між собою стійки з'єднані зв'язками і розпірками.

Каркас постаменту - збірний залізобетонний, конструктивні елементи - за серіями:

1.420.1-19 в.1 Колони ЗБ висотою 2,31м і 11,44 м;

1.420-8 / 81 в.3 Ригелі ЗБ прольотом 6 м, що виготовляються в опалубних формах серії П-23/70;

1.442.1-1.87 в.1 Плити покриттів ребристі;

1.421.1-1.93 в.3-1 Опорна консоль.

Огородження, сходові марші та площадки - по серії:

1.450.3-7.94 Сходи, площадки, драбини і огороження сталеві для виробничих будівель промислових підприємств.

Зв'язки і розпірки постаменту металеві з швелерів № 20, 16 ГОСТ 8240-97.

Фундаменти під колони і обладнання на відм.0.000м - бетон кл.С30/37, фундаменти під обладнання на відм.13,200м, піддони бетонні на відм. 0,000м і 13,200м також бетон кл.С30/37. Армування бетонних елементів - арм.кл.С240 ... С500, діаметрів від 6 до 14мм. Під опорами АВО на відм. 13,200 виконані монолітні ростверки.

Всі металеві елементи пофарбовані емаллю ХВ124 світло-сірого кольору в 3 шари по шару ґрунтовки ХС-068.

На зв'язках і розпірках виконано вогнезахисне покриття з цементно-піщаної штукатурки "ОСКМ-1".

Залізобетонні елементи постаменту пофарбовані фасадною фарбою ВД-АК за раз.

#### Етажерка реактора Р-201

У проєкті розроблений фундамент вертикального апарату - реактора Р201 і описуються фундаменти металевої етажерки до нього.

Фундамент реактора монолітний залізобетонний, восьмикутний в плані зі склянковою частиною. Розмір в плані 6,6х6,6м. Глибина залягання - 2,1м.

Склянкова частина кільцева, діаметр по осі 3780мм, шириною 700мм. Для кріплення реактора встановлені 20 фундаментних болтів М42х1700.

Під фундаментом передбачена бетонна підготовка по втрамбованому в ґрунт щебеню. Склянкова частина заповнена піщаним ґрунтом з пошаровим ущільненням.

Матеріал фундаменту - бетон кл.С30 / 7F100W6. Як монтажна підлива - бетон кл. С12/15F100W6 товщиною 50 мм. Армування - плоскими і гнутими сітками з арматури кл.С240, S400 діаметром 6, 8, 12, 14мм.

Фундаменти етажерки монолітні залізобетонні, квадратні в плані розмірами 1,5х1,5м глибиною закладення 2,1 м по бетонній підготовці.

Підколонник 600х600 мм з чотирма фундаментними болтами М24х800.

Матеріал фундаменту - бетон кл.С30 / 37F100W6. Як монтажна підлива - бетон кл.С12 / 15AF100W6 товщиною 100мм. Армування - плоскими сітками з арматури кл.С240, S400 діаметром 8, 12.

Металева етажерка призначена для обслуговування технологічного апарату - реактора Р201. Висота етажерки по верху - 41,6м. У плані етажерка квадратна 6,9х6,9м з приєднаним блоком шахтних сходів 6,9х2,5м

Сходові марші прийняті за серією 1.450.3-7.94 висотою 2,4 м шириною 0,9 м. Сходовий блок з боку апарату має суцільну огорожу по всій висоті з металевого профлиста С44-1000-0,8.

Робочих майданчиків в етажерці п'ять:

- 1 - на висоті 5,45м;
- 2 - на висоті 15,05м;
- 3 - на висоті 27,05м;
- 4 - на висоті 34,25м;
- 5 - на висоті 37,85м.

Конструктивно етажерка виконана у вигляді трьох вертикальних плоских рам з жорсткими вузлами, з'єднаних з площини системою зв'язків і балок із шарнірними вузлами. Застосований сортамент металу:

Стійки - двотавр 25Ш1 СТО АСЧМ 20-93;

Балки - двотавр 25Ш1 СТО АСЧМ 20-93 Д вутавр 20Б1 ГОСТ 8239-89;

Зв'язки - куточок 125х80х8 ГОСТ 8510-86 уголок 75х6 ГОСТ 8509-93;

Фахверк - гн.кв.проф.80х8 ГОСТ 30245-2003;

Інші - швелер 12, 16, 24 ГОСТ 8240-97;

Фасонки - лист 6, 8, 10, 12, 16, 30 ГОСТ 19903-74.

Антикорозійний захист - забарвлення в 4 шари емаллю ХВ124 по шару ґрунта ХС068. Колер - світло-зелений.

### **1.3 Інженерне обладнання**

Автоматизація виробництва.

Автоматична система управління технологічним процесом виконана на базі розподіленої системи управління (DCS) CENTUM CS 3000 компаній YOKOGAWA і системи автоматичного протиаварійного захисту (ESD) ProSafe-RS компанії YOKOGAWA.

Розподілена система управління DCS (Distributed Control System) забезпечує постійний автоматичний контроль, управління, сигналізацію і архівування технологічних параметрів процесу. Для управління і візуального контролю за станом процесу і устаткування служать станції управління оператора, оснащені подвійними моніторами. Всі параметри технологічного процесу виведені в інформаційно-вимірювальну мережу (IBC) заводу, за допомогою інтерфейсу Ethernet.

Система протиаварійного захисту ESD (Emergency ShutDown system) забезпечує безпечне ведення технологічного процесу і переведення процесу в безпечний стан при виникненні аварійних ситуацій.

Електротехнічні рішення

Електротехнічна частина проекту виконана на підставі технічних умов, виданих службою головного енергетика підприємства.

Напруга електроприймачів установки прийнята:

- ~ 380В - для електродвигунів технологічних механізмів;
- ~ 380 / 220В - для електричного освітлення.

Силові і контрольні кабелі з мідними жилами марок ВББШв, КВББШв, розрахованими на напругу 1, 0,66кВ. Всі контрольні зв'язки з операторною виконані кабелями з пластмасовою ізоляцією мідними жилами марок КВВГнг на напругу 0,66кВ виробництва РБ і універсальними кабелями для промислових мереж передачі даних з попарним екрануванням марки Герда-КВ 4х (2х1) Е.

Кабелі, переважно, прокладаються відкрито по лотках на існуючих і нових кабельних естакадах.

Зовнішнє електроосвітлення включає в себе висвітлення реактора Р-201, постаменту повітряних холодильників АВО-201/А, Б, освітлення обслуговуючих майданчиків над технологічними апаратами реакторного блоку. Як джерела світла для освітлення майданчиків реакторного блоку приймаються світильники вибухонебезпечного виконання з компактними люмінесцентними лампами. Підключення групових ліній зовнішнього освітлення виконано від встановлюваних щитків ЩОН.

Всі електрообладнання, що встановлюється, вибрано з урахуванням вибухонебезпечної зони В1-г і категорії і групи вибухонебезпечної суміші ПСТЗ.

Встановлена потужність - 5,9 кВт;

Загальна кількість світильників - 76шт.



Реактор Р-201 і постамент повітряних холодильників АВО-201 / А, Б, згідно [14] відноситься до категорії блискавкозахисту II з типом зони Б. Блискавкозахист здійснюється існуючими громовідводами, встановленими на димових трубах.

#### Система зв'язку

Проект системи промислового телебачення передбачає установку двох телекамер панорамного спостереження за апаратним двором і нової технологічної колони реакторного блоку. Камери панорамного спостереження входять до складу комплектних систем відеоспостереження. Передача відеосигналу від камер здійснюється по кабелю типу «кручена пара». Відеовиходи камер з'єднуються із відео-входами цифрового записуючого пристрою (відеореєстратора). Управління всіма функціями відеореєстратора будуть здійснюватися за допомогою виносного пульта управління, що встановлюється на столі оператора.

Електроживлення всього обладнання системи відеоспостереження буде передбачено від джерела безперебійного живлення.

Водопостачання і каналізація.

На об'єкті передбачено:

- установка дощоприймальних колодязів на майданчику і підключення їх до існуючої мережі каналізації;
- підключення проєктованих водостічних воронок і приямків до мережі каналізації.

На випусках передбачена установка колодязів з гідрозатворів.

Розрахункові витрати стоків мережі каналізації виконані відповідно до норм. Розрахункова витрата стоків - 2,59л/сек.

Мережа монтується з труб азбестоцементних 150-200 ГОСТ 539-80. Колодязі монтуються зі збірних з/бетонних виробів по СТБ 1077-97.

Люки колодязів і ґрати дощоприймальних колодязів встановлені в одному рівні з поверхнею покриття.

Поверхня землі навколо люків оглядових колодязів спланована з ухилом 0.03 від колодязя.

Гідроізоляція днища колодязів - штукатурна асфальтова з гарячого асфальтового розчину товщиною 10мм по ґрунтовці розрідженим бітумом.

Зовнішня гідроізоляція стін і плит перекриття колодязів - окрасочна з гарячого бітуму (товщиною 4-5мм) по ґрунтовці з бітуму, розчиненого в бензині.

Гідравлічні випробування самопливного трубопроводу зливової каналізації виробляються двічі: без колодязів (попереднє) і спільно з колодязями (остаточне).

## **РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний**

### **2.1 Розрахунок фундаменту під реактор Р-201**

Тип основи і фундаменту, його конструкція визначається на основі техніко-економічного порівняння варіантів, оцінки інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, виду споруди, величини і характеру навантажень з урахуванням вимог з охорони природного середовища.

#### **2.1.1 Визначення глибини закладення фундаменту**

Глибина закладення фундаментів в залежності від конструктивних особливостей проектованої споруди

Мінімальна глибина закладення фундаменту згідно [54] – 1.2м. Ця вимога не відноситься до скельної основи, а також до фундаментів під легке обладнання.

Глибина закладення фундаментів в залежності від інженерно-геологічних умов майданчика.

Даний фактор впливає на вибір глибини закладення фундаментів, в разі якщо верхні шари ґрунту є слабкими і не можуть служити надійною основою фундаментів без проведення спеціальних заходів по їх зміцненню. Якщо при цьому товщина слабого шару не перевищує 3м., доцільніше глибину закладення фундаменту призначити в залежності від глибини залягання більш міцних шарів ґрунту. Проектований фундамент потрапляє в 3-ій ПГЕ. Це глина тугопластична середньої міцності; з коефіцієнтом пористості  $e = 0,76$ ; питомим опором  $q_s = 1,72$  МПа; число пластичності  $I_p = 20,35\%$ . Аналізуючи ці дані робимо попередній висновок, що вказаний шар (ПГЕ) може бути використаний в якості природної основи (надійний ґрунт).

Глибина закладення фундаменту в залежності від глибини сезонного промерзання

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту  $d_f$  у фундаменту згідно [18] визначається за формулою:

$$d_f = K_n \cdot d_{fn}, \quad (3.1)$$

де  $K_n$  - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будівлі на глибину промерзання ґрунту у фундаменту, приймається по табл. 5.3 [18];

$d_{fn}$  - нормативне значення глибини закладення фундаментів допускається визначати за схематичними картками глибин промерзання суглинків і глин, м.

$$d_f = 1 \cdot 0,99 = 0,99 \text{ м}$$

Остаточна глибина закладення фундаментів в залежності від глибини сезонного промерзання призначається з урахуванням глибини розташування ґрунтових вод згідно табл.5.4 [18].

Так як глибина розташування рівня підземних вод  $z$ , відносно розрахункової глибини промерзання  $d_f$  дорівнює 1,1 м ( $1,1 \text{ м} < 3,0$ ), то глибина закладення фундаменту повинна бути не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту.

Приймаємо остаточну глибину закладення фундаменту 2,1 м, при цьому визначальною умовою є конструктивні особливості проектованої споруди.

### 2.1.2 Вихідні дані для розрахунку

Вага апарату порожнього, з теплоізоляцією, обслуговуючими майданчиками та трубопроводами  $N_{\text{пуст.}} = 2683,4 \text{ кН}$ ;

- Те ж, в робочому стані  $N_{\text{зап.}} = 3200 \text{ кН}$ ;
- Те ж, при гідравлічному випробуванні  $N_{\text{гн.}} = 5883,4 \text{ кН}$ ;

Центр ваги апарату знаходиться на висоті від верху фундаменту  $h_T = 20 \text{ м}$ ;

Вітровий момент щодо верху фундаменту  $M = 1563 \text{ кНм}$ ;

Перерізуюча сила в рівні верху фундаменту  $Q = 47,8 \text{ кН}$ ;

Радіус зовнішньої склянки  $= 2,25 \text{ м}$ ;

Радіус внутрішньої склянки  $r_{\text{вн}} = 1,55 \text{ м}$ ;

Всі вище наведені вихідні дані отримані при розрахунку корпусу апарату інженерами-механіками виробництва.

Глибина закладення фундаменту  $d_f = 2,1\text{м}$ ;

Піднесення обріза фундаменту над землею  $a_f = 0,3\text{м}$ ;

Грунт - суглинок з об'ємною вагою  $\gamma_{II} = 19,5\text{кН/м}^3$ ;

Модуль деформації ґрунту  $E = 11\text{МПа}$ ;

Кут внутрішнього тертя  $\varphi_{II} = 14^\circ$ ;

Зчеплення  $C_{II} = 0,032\text{МПа}$ ;

нормативне (за попередніми міркуваннями) тиск на ґрунт  $R_{н.гр.} = 0,3\text{МПа}$ ;

коефіцієнт Пуассона  $\mu_{гр.} = 0,42$ ;

Для виготовлення фундаменту приймаємо згідно [19] бетон класу С30 / 37, з наступними характеристиками:

розрахунковий опір бетону стиску для залізобетонних

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20\text{МПа} \quad (3.2)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнти безпеки по бетону, що приймається рівним для залізобетонних і попередньо напружених конструкцій 1,5;

розрахункова міцність бетону на осьовий розтяг  $f_{ctd} = 1,33\text{МПа}$ ;

питома вага залізобетону  $\gamma_\phi = 25\text{кН/м}^3$ .

Для фундаменту використовуємо арматуру із сталі класу S400, з наступними характеристиками:

розрахунковий опір ненапруженої арматури  $f_{yd}(f_{0,2d}) = 365\text{МПа}$

розрахунковий опір поперечної арматури  $f_{ywd} = 263\text{МПа}$ .

### 2.1.2 Розрахунок основи

Розрахункова схема фундаменту представлена на рис. 2.1.

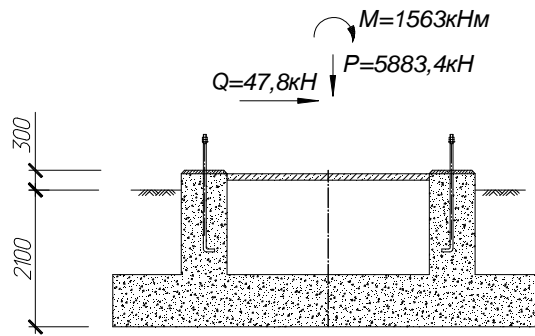


Рис. 2.1. Розрахункова схема фундаменту Фо-Р201.

Намічаємо попередні розміри фундаменту. Товщина фундаментної плити:

$$h_{пл0} = 0,3 \cdot r_1 = 0,3 \cdot 2,25 = 0,675 \text{ м} \quad (3.3)$$

Приймаємо  $h_{пл1} = 0,8 \text{ м}$ .

Товщина консольного виступу у вільного кінця фундаменту

$$h_{фк0} = \frac{h_{пл1}}{4} = \frac{0,8}{4} = 0,2 \text{ м} \quad (3.4)$$

Приймаємо  $h_{фк1} = 0,4 \text{ м}$ .

Визначимо в першому наближенні для заповненого апарату радіус підшови фундаменту  $r_2$ . Задаємося попередньо  $r_{2x}$ , яке коригуємо до отримання  $r_2 = r_{2x}$ . Пусть  $r_{2x} = 3,3 \text{ м}$ . Тоді реактивний тиск ґрунту:

$$P_0 = R_{н.гр.} - d_I \cdot \gamma_{II} - h_{пл1} \cdot (\gamma_{\phi} - \gamma_{II}) \quad (3.5)$$

$$P_0 = 300 - 2,1 \cdot 19,5 - 0,8 \cdot (25 - 19,5) = 254,6 \text{ кПа}$$

$$r_2 = \sqrt{\frac{N_{гн.}}{3 \cdot P_0} \cdot \left[ 1 + 4 \cdot \frac{M}{N_{гн.} \cdot r_{2x}} \right]} \quad (3.6)$$

$$r_2 = \sqrt{\frac{5883,4}{3 \cdot 254,6} \cdot \left[ 1 + 4 \cdot \frac{1563}{5883,4 \cdot 3,3} \right]} = 3,203 \text{ м}$$

Приймаємо  $r_2 = 3,3 \text{ м}$

Площа підшови

$$F_{\phi} = \pi \cdot r_{2x}^2 = 3,14 \cdot 3,2^2 = 34,212 \text{ м}^2 \quad (3.7)$$

Приблизна вага фундаменту  $G_{\phi1}$ .

Приймаємо усереднену об'ємну вагу фундаменту і ґрунту в межах площі підшови  $\gamma_{II,\phi} = 20 \text{ кН/м}^3$ .

$$G_{\phi 1} = F_{\phi} \cdot (d_I + a_f) \cdot \gamma_{II, \phi} = 32,15 \cdot (2,1 + 0,3) \cdot 20 = 1642 \text{кН} \quad (3.8)$$

А. Перевірка тиску на ґрунт в умовах гідровипробувань

Вертикальне навантаження на ґрунт

$$N_a = N_{\text{ґи.}} + G_{\phi 1} = (5883,4 + 1642) = 7526 \text{кН} \quad (3.9)$$

Момент відносно підшви фундаменту від нормативного вітрового навантаження

$$M_{\phi} = M + Q \cdot (d_I + a_f) = 1563 + 47,8 \cdot (2,1 + 0,3) = 1678 \text{кНм} \quad (3.10)$$

Визначимо додатковий момент від крену фундаменту  $M_{\text{а,доп}}$  при дозволеному крені  $\tan \theta_{\text{доп}} = 0,004$ . При цьому ексцентриситет центру ваги

$$e_{\text{ат}} = (h_{\text{т}} + d_I + a_f) \cdot \tan \theta_{\text{доп}} \quad (3.11)$$

$$e_{\text{ат}} = (20 + 2,1 + 0,3) \cdot 0,004 = 0,09 \text{ м}$$

$$M_{\text{а,доп}} = N_{\text{ґи.}} \cdot e_{\text{ат}} = 5883,4 \cdot 0,09 = 529,5 \text{кНм} \quad (3.12)$$

Повний нормативний момент

$$M_{\text{а,пол}} = M_{\phi} + M_{\text{а,доп}} = (1678 + 529,5) = 2205 \text{кНм} \quad (3.13)$$

Ексцентриситет

$$e_{\text{оа}} = \frac{M_{\text{а,пол}}}{N_a} = \frac{2,205}{7,526} = 0,297 \text{ м} \quad (3.14)$$

Рівнодіюча знаходиться в межах ядра перетину, отже відриву фундаменту від ґрунту немає.

Момент інерції підшви фундаменту

$$J_{\phi, \text{пл.}} = 0,785 \cdot r_2^4 = 0,785 \cdot 3,3^4 = 93,095 \text{ м}^4 \quad (3.15)$$

Крайові тиску на ґрунт

$$p_{\text{а max}} = \frac{N_a}{F_{\phi}} + \frac{M_{\text{а,пол}} \cdot r_2}{J_{\phi, \text{пл.}}} = \frac{7,526 \cdot 10^3}{34,212} + \frac{2,205 \cdot 10^3 \cdot 3,3}{93,095} = 298,1 \text{кПа} \quad (3.16)$$

$$p_{\text{а min}} = \frac{N_a}{F_{\phi}} - \frac{M_{\text{а,пол}} \cdot r_2}{J_{\phi, \text{пл.}}} = \frac{7,526 \cdot 10^3}{34,212} - \frac{2,205 \cdot 10^3 \cdot 3,3}{93,095} = 14,18 \text{кПа} \quad (3.17)$$

Перевіряємо крен фундаменту  $i_{\phi}$  за формулою

$$i_{\phi} = \frac{1 - \mu_{\text{ґр.}}^2}{E} \cdot 0,75 \cdot \frac{M_{\text{а,пол}}}{r_2^3} = \frac{1 - 0,42^2}{11000} \cdot 0,75 \cdot \frac{2,205 \cdot 10^3}{3,3^3} = 3,445 \cdot 10^{-3} \quad (3.18)$$

Що менше допустимого крену

$$i_{\phi} = 0,003445 < \tan \theta_{\text{доп}} = 0,004$$

## Б. Перевірка тиску на ґрунт при порожньому апараті

Вертикальне навантаження на ґрунт

$$N_{\text{б}} = N_{\text{пуст.}} + G_{\text{ф1}} = (2683,4 + 1642) = 4326 \text{кН} \quad (3.19)$$

Ексцентриситет по крену

$$e_{\text{бт}} = (h_{\text{т}} + d_{\text{I}} + a_{\text{f}}) \cdot i_{\text{ф}} = (20 + 2,1 + 0,3) \cdot 3,445 \cdot 10^{-3} = 0,077 \text{ м} \quad (3.20)$$

Додатковий момент від крену фундаменту  $M_{\text{б,доп}}$  при фактичному крені  $i_{\text{ф}}$

$$M_{\text{б,доп}} = N_{\text{пуст.}} \cdot e_{\text{бт}} = 2683,4 \cdot 0,077 = 207,1 \text{кНм} \quad (3.21)$$

овний нормативний момент

$$M_{\text{б,пол}} = M_{\text{ф}} + M_{\text{б,доп}} = 1678 + 207,1 = 1885 \text{кНм} \quad (3.22)$$

Ексцентриситет

$$e_{\text{об}} = \frac{M_{\text{б,пол}}}{N_{\text{б}}} = \frac{1885}{4326} = 0,436 \text{ м} \quad (3.23)$$

Рівнодіюча знаходиться в межах ядра перетину, отже відриву фундаменту від ґрунту немає.

Момент інерції підшви фундаменту

$$J_{\text{ф,пл.}} = 0,785 \cdot r_2^4 = 0,785 \cdot 3,3^4 = 93,095 \text{ м}^4 \quad (3.24)$$

Крайові тиску на ґрунт

$$p_{\text{б max}} = \frac{N_{\text{б}}}{F_{\text{ф}}} + \frac{M_{\text{б,пол}} \cdot r_2}{J_{\text{ф,пл.}}} = \frac{4326}{34,212} + \frac{1904 \cdot 3,3}{93,095} = 193,2 \text{кПа} \quad (3.25)$$

$$p_{\text{б min}} = \frac{N_{\text{б}}}{F_{\text{ф}}} - \frac{M_{\text{б,пол}} \cdot r_2}{J_{\text{ф,пл.}}} = \frac{4326}{34,212} - \frac{1904 \cdot 3,3}{93,095} = 59,62 \text{кПа} \quad (3.26)$$

Перевіряємо крен фундаменту  $i_{\text{ф}}$  за формулою

$$i_{\text{ф}} = \frac{1 - \mu_{\text{гр.}}^2}{E} \cdot 0,75 \cdot \frac{M_{\text{б,пол}}}{r_2^3} = \frac{1 - 0,42^2}{11000} \cdot 0,75 \cdot \frac{1885}{3,3^3} = 2,945 \cdot 10^{-3} \quad (3.27)$$

Що менше допустимого крену

$$i_{\text{ф}} = 0,002945 < \tan \theta_{\text{доп}} = 0,004$$

Перевіряємо нормативний тиск при отриманих розмірах підшви фундаменту і заданих характеристиках ґрунту

$$b_{\text{ф}} = \sqrt{F_{\text{ф}}} = \sqrt{34,212} = 5,849 \text{ м} \quad (3.28)$$



Величина розрахункового опору ґрунту ( $R_{o.гр}$ ), кПа, під подошвою фундаменту визначається за формулою:

$$R_{o.гр} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y \cdot k_z \cdot b_\phi \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}], \quad (3.29)$$

де  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи, що приймаються за табл. В.1, [18];

$k$  - коефіцієнт, що дорівнює:  $k = 1$ , якщо міцності ґрунту ( $\phi$  і  $c$ ) визначені безпосередніми випробуваннями і  $k = 1,1$ , якщо вони прийняті на основі статистичних даних;

$M_y, M_q, M_c$  - коефіцієнти, що приймаються по таблиці В.2, [18];

$k_z$  - коефіцієнт, що дорівнює:  $k_z = 1$  при  $b < 10$  м и

$$k_z = \frac{Z_o}{b_\phi} + 0,2 \quad (3.30)$$

тут  $Z_o = 8$  м при  $b_\phi \geq 10$  м;

$b_\phi$  - ширина подошви фундаменту, м;

$\gamma_{II}$  - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту (при наявності підземних вод визначається з урахуванням вагової дії води), кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma'_{II}$  - то ж, що залягають вище подошви фундаменту;

$d_I$  - глибина закладення фундаментів безпідвальнох споруд від рівня планування або приведена глибина закладення зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, м;

$d_b$  - глибина підвалу - відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м, (для споруд з підвалом шириною  $B \leq 20$  м і глибиною  $h_p > 2$  м приймається  $d_b = 2$  м, при ширині підвалу  $B > 20$  м значення ( $d_b$ ) приймається рівним нулю;

$C_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;

Значення ( $d_I$ ) визначається за формулою:

$$d_I = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf}^I / \gamma_{II}^I, \quad (3.31)$$

де  $h_s$  - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу, м;  
 $h_{cf}$  - товщина конструкції підлоги підвалу, м;  
 $\gamma_{cf}$  - розрахункове значення питомої ваги матеріалу підлоги підвалу, кН/м<sup>3</sup>.

Середньозважене значення питомої ваги ґрунту вище і нижче підшви фундаменту визначається за формулою:

$$\gamma_{II}(\gamma'_{II}) = \frac{\sum \gamma_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (3.32)$$

де  $h_i$  - розрахункова товщина шарів нижче і вище підшви фундаментів відповідно.

При цьому обов'язково має враховуватися, що:

- нижче підшви фундаменту середньозважене значення питомої ваги визначається в межах глибини  $Z_r$ , яка приймається рівною  $0,5b_\phi$  для фундаментів шириною до 10 м;

- для водопроникних ґрунтів, що знаходяться нижче рівня ґрунтових вод, питома вага фунта приймається з урахуванням вагової дії води, тобто  $\gamma_{II}^w$ .

Тоді:

$$\gamma_{II}(\gamma'_{II}) = 19,5 \text{ кН/м}^3,$$

$$R_{o.гр} = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} [0,29 \cdot 1 \cdot 5,849 \cdot 19,5 + 2,17 \cdot 2,1 \cdot 19,5 + 4,69 \cdot 32] = 325,8 \text{ кПа}$$

Згідно з діючими нормативними документами тиск під підшовою фундаменту обмежується наступними умовами:

$$p = \frac{N}{F_\phi} \leq R_{o.гр}, \quad p_{\max} \leq 1,2R_{o.гр}, \quad p_{\min} > 0, \quad (3.33)$$

де  $p$  - середній тиск під підшовою фундаменту,  $\frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ .

$$220 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 325,8 = 391 \text{ кПа}$$

Отже, прийняті розміри підшви по ґрунту обрані правильно

### 2.1.3 Розрахунок плити фундаменту

З розглянутих тисків фундаменту на ґрунт виявилось, що найбільший крайовий тиск виходить при гідравлічному випробуванні апарату. На цей тиск і проводиться розрахунок фундаментної плити.

Розрахункова вага залізобетонного фундаменту

$$G_{\text{фжб}} = \pi \cdot \left[ (r_1^2 - r_{\text{вн}}^2) \cdot (d_I + a_f - h_{\text{пл1}}) + r_1^2 \cdot h_{\text{пл1}} + (r_2^2 - r_1^2) \frac{h_{\text{пл1}} + h_{\text{фк1}}}{2} \right] \cdot \gamma_{\text{ф}} \cdot 1,1 \quad (3.34)$$

$$G_{\text{фжб}} = 3,14 \cdot \left[ (2,25^2 - 1,55^2) \cdot (2,1 + 0,3 - 0,8) + 2,25^2 \cdot 0,8 + (3,3^2 - 2,25^2) \frac{0,8 + 0,4}{2} \right] \cdot 25 \cdot 1,1 = 1020 \text{кН}$$

Розрахункова вага ґрунту на обрізах фундаменту

$$G_{\text{фгр}} = \pi \cdot \left[ (r_2^2 - r_1^2) \cdot \left( d_I - \frac{h_{\text{пл1}} + h_{\text{фк1}}}{2} \right) + r_{\text{вн}}^2 \cdot (d_I + a_f - h_{\text{пл1}}) \right] \cdot \gamma_{\text{II}} \cdot 1,2 \quad (3.35)$$

$$G_{\text{фгр}} = 3,14 \cdot \left[ (3,3^2 - 2,25^2) \cdot \left( 2,1 - \frac{0,8 + 0,4}{2} \right) + 1,55^2 \cdot (2,1 + 0,3 - 0,8) \right] \cdot 19,5 \cdot 1,2 = 925,2 \text{кН}$$

Повне розрахункове вертикальне навантаження

$$N_{\text{р пол}} = 1,2 \cdot N_{\text{пуст.}} + N_{\text{зап.}} + G_{\text{фжб}} + G_{\text{фгр}} \quad (3.36)$$

$$N_{\text{р пол}} = (1,2 \cdot 2683,4 + 3200 + 1020 + 925,2) = 8365 \text{кН}$$

Розрахунковий вітровий момент

$$M_{\text{р.вет}} = M_{\text{ф}} \cdot 1,3 = 1678 \cdot 1,3 = 2181 \text{кНм} \quad (3.37)$$

Розрахунковий момент від ексцентриситету при нахилі

$$M_{\text{р.кр}} = M_{\text{а.доп}} \cdot 1,2 = 529,5 \cdot 1,2 = 632,6 \text{кНм} \quad (3.38)$$

Повний розрахунковий момент

$$M_{\text{р.пол}} = M_{\text{р.вет}} + M_{\text{р.кр}} = (2181 + 632,6) = 2814 \text{кНм} \quad (3.39)$$

Визначимо умовний рівномірний реактивний тиск  $P_{\text{р.пл}}$  на підшву фундаменту знизу. Він обчислюється для середини консольного виступу фундаменту, за вирахуванням власної ваги фундаментної плити і ґрунту на

обрізах фундаменту за формулою:  $P_{\text{р.пл}} = \frac{N_{\text{р пол}}}{F_{\text{ф}}} + \frac{M_{\text{р.пол}}}{J_{\text{ф.пл.}}} \cdot \frac{r_1 + r_2}{2} - \frac{h_{\text{пл1}} + h_{\text{фк1}}}{2} \cdot \gamma_{\text{ф}} - \left[ d_I - \frac{h_{\text{пл1}} + h_{\text{фк1}}}{2} \right] \cdot \gamma_{\text{II}}$  (3.40)

$$P_{\text{р.пл}} = \frac{8365}{34,212} + \frac{2814}{93,095} \cdot \frac{2,25 + 3,3}{2} - \frac{0,8 + 0,4}{2} \cdot 25 - \left[ 2,1 - \frac{0,8 + 0,4}{2} \right] \cdot 19,5 = 284,1 \text{кПа}$$

Приймаємо захисний шар бетону знизу  $a_{пл.н} = 0,08$  м

Перевірка плити на сколювання з зовнішньої сторони

$$P_{скн} = P_{р.пл} \cdot \pi \cdot (r_2^2 - r_1^2) \quad (3.41)$$

$$P_{скн} = 284,1 \cdot 3,14 \cdot (3,3^2 - 2,25^2) = 5202 \text{кН}$$

$$\sigma_{скн} = \frac{P_{скн}}{2 \cdot \pi \cdot r_1 \cdot 0,9 \cdot (h_{пл1} - a_{пл.н})} = \frac{5202}{2 \cdot 3,14 \cdot 2,25 \cdot 0,9 \cdot (0,8 - 0,08)} = 567,8 \text{кПа} \quad (3.42)$$

Порівнюємо цю напругу з розрахунковою напругою розтягнення бетону  $f_{ctd}$ . Якщо отримане значення більше від необхідного - збільшуємо товщину плити  $h_{пл1}$ .

Перевірка плити на сколювання з внутрішньої сторони

$$P_{скв} = P_{р.пл} \cdot \pi \cdot r_{вн}^2 \quad (3.43)$$

$$P_{скв} = 284,1 \cdot 3,14 \cdot 1,55^2 = 2144 \text{кН}$$

$$\sigma_{скв} = \frac{P_{скв}}{2 \cdot \pi \cdot r_{вн} \cdot 0,9 \cdot (h_{пл1} - a_{пл.н})} = \frac{2144}{2 \cdot 3,14 \cdot 1,55 \cdot 0,9 \cdot (0,8 - 0,08)} = 339,8 \text{кПа} \quad (3.44)$$

Так як  $f_{ctd} > \sigma_{скн}$  и  $f_{ctd} > \sigma_{скв}$  товщину плити залишаємо 0,8 м.

Визначаємо розрахунковий момент на одиницю довжини плити по зовнішньому контуру склянки від рівномірно-розподіленого реактивного навантаження  $P_{р.пл}$

$$M_{пл.нар} = \frac{P_{р.пл}}{6 \cdot r_1} \cdot (2 \cdot r_2^3 - 3 \cdot r_1 \cdot r_2^2 + r_1^3) \cdot 1 \text{м} \quad (3.45)$$

$$M_{пл.нар} = \frac{284,1}{6 \cdot 2,25} \cdot (2 \cdot 3,3^3 - 3 \cdot 2,25 \cdot 3,3^2 + 2,25^3) \cdot 1 \text{м} = 205,3 \text{Нм}$$

Підбір перерізу арматури нижніх сіток, відносно до одиниці довжини перетину  $b_{пл} = 1$  м

$$A_{оплн} = \frac{M_{пл.нар}}{f_{cd} \cdot b_{пл} \cdot (h_{пл1} - a_{пл.н})^2} = \frac{205,3 \cdot 10^{-3}}{20 \cdot 1 \cdot (0,8 - 0,08)^2} = 0,022 \quad (3.46)$$

Підбираємо по таб.4.6 [57] відповідний коефіцієнт  $\alpha_{оплн} = 0,022$ . Підбираємо перетин арматури нижніх сіток, відносно до одиниці довжини перетину. Використовуємо звичайні формули для розрахунку ЗБ плит з тією лише різницею, що перетин арматури множиться на відношення радіусів  $r_1/r_2$ .

$$F_{апл} = \frac{\alpha_{оплн} \cdot b_{пл} \cdot (h_{пл1} - a_{пл.н}) \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{r_1}{r_2} = \frac{0,053 \cdot 1 \cdot (0,8 - 0,08) \cdot 20}{365} \cdot \frac{2,25}{3,3} = 520,0 \text{мм}^2 \quad (3.47)$$

Приймаємо сітки С1, С2 з робочою арматурою діаметром  $\emptyset 12$  з кроком 200 мм, площею  $F_a = 565 \text{мм}^2$ .

Визначаємо теоретичне місце обриву нижніх сіток від осі фундаменту за формулою

$$r_0 = 2 \cdot r_1 - r_2 = 2 \cdot 2,25 - 3,3 = 1,2 \text{ м} \quad (3.48)$$

Для заанкерування стрижні повинні закінчуватися на відстані  $l_H = 35d$  від теоретичного місця обриву, тобто  $l_H = 35 \cdot 12 = 420 \text{ мм}$ .

Підбір перерізу арматури верхніх сіток.

Спочатку перевіряється величина  $3r_1 - 2r_2$ . Якщо ця величина виявиться негативною, постановка верхньої арматури по розрахунку не потрібна.

$$3r_1 - 2r_2 = 3 \cdot 2,25 - 2 \cdot 3,3 = 0,15 \quad (3.49)$$

Арматура потрібна.

$$P_{p.pl1} = \frac{N_{гн.}}{F_{\phi}} + \left( P_{p.pl} - \frac{N_{гн.}}{F_{\phi}} \right) \cdot \frac{r_1 + r_0}{r_2 + r_1} \quad (3.50)$$

$$P_{p.pl1} = \frac{5883,4}{34,212} + \left( 284,1 - \frac{5883,4}{34,212} \right) \cdot \frac{2,25 + 1,2}{3,3 + 2,25} = 241,7 \text{ кПа}$$

$$M_{пл.вн} = \frac{P_{p.pl1} \cdot r_1^3}{6} - \frac{P_{p.pl}}{6} \cdot (2 \cdot r_2^3 - 3 \cdot r_1 \cdot r_2^2 + r_1^3) \cdot 1 \text{ м} \quad (3.51)$$

$$M_{пл.вн} = \frac{241,7 \cdot 2,25^3}{6} - \frac{284,1}{6} \cdot (2 \cdot 3,3^3 - 3 \cdot 2,25 \cdot 3,3^2 + 2,25^3) = -3,21 \text{ кНм}$$

За формулою (3.46) при захисному шарі бетону зверху  $a_{пл.н} = 0,04 \text{ м}$

$$A_{оплв} = \frac{-3,21 \cdot 1 \text{ м}}{20 \cdot 1 \cdot (0,8 - 0,04)^2} = -0,00008$$

Підбираємо по таб.4.6 [57] відповідний коефіцієнт  $\alpha_{оплв} = 0,01$ .

Підбираємо перетин арматури верхніх сіток відносно до одиниці довжини перетину. Використовуємо формулу (3.47)

$$F_{aпл} = \frac{0,01 \cdot 1 \cdot (0,8 - 0,08) \cdot 20}{365} \cdot \frac{2,25}{3,3} = 283,9 \text{ мм}^2$$

Приймаємо конструктивно сітки С3, С4 з робочою арматурою діаметра  $\emptyset 10$  з кроком 200 мм, площею  $F_a = 392,5 \text{ мм}^2$ .

#### 2.1.4 Розрахунок стаканя

Міцність стаканя перевіряємо при порожньому апараті і повному вітровому моменті, що створює найгірше поєднання навантажень для склянки. Коефіцієнт перевантаження для вертикального навантаження в цьому випадку приймаємо рівним 0,9.

Висота стаканя

$$h_{ст} = d_I + a_f - h_{пл1} = 2,1 + 0,3 - 0,8 = 1,6 \text{ м} \quad (3.52)$$

Нормальна вага стакана  $G_{фст}$  при висоті стакана  $h_{ст}$

$$G_{фст} = \pi \cdot (r_1^2 - r_{вн}^2) \cdot \gamma_{ф} \cdot h_{ст} \quad (3.53)$$

$$G_{фст} = 3,14 \cdot (2,25^2 - 1,55^2) \cdot 25 \cdot 1,6 = 334,3 \text{ кН}$$

Повне розрахункове вертикальне навантаження

$$N_{ст} = (N_{пуст.} + G_{фст}) \cdot 0,9 = (2683,4 + 334,3) \cdot 0,9 = 2716 \text{ кН} \quad (3.54)$$

Розрахунковий момент відносно дна стакана

$$M_{ст} = (M + Q \cdot h_{ст}) \cdot 1,3 \quad (3.55)$$

$$M_{ст} = (1563 + 47,8 \cdot 1,6) \cdot 10^3 \cdot 1,3 = 2131 \text{ кНм}$$

Ексцентриситет

$$e_{ост} = \frac{M_{ст}}{N_{ст}} = \frac{2131}{2716} = 0,785 \text{ м} \quad (3.56)$$

Радіус ядра перетину

$$r_{ост} = \frac{r_1^2 + r_{вн}^2}{4 \cdot r_1} = \frac{2,25^2 + 1,55^2}{4 \cdot 2,25} = 0,829 \text{ м} \quad (3.57)$$

Так як радіус ядра перерізу менше ексцентриситету, значить частина перетину розтягнута. Перевіряємо, чи відповідає перетин умові малих ексцентриситетів за формулою

$$S_b > 0,8 \cdot S_0 \quad (3.58)$$

де  $S_b$  - статичний момент площі перетину стиснутої зони бетону відносно менш напруженою межі перетину;

$S_0$  - статичний момент всієї площі склянки відносно менш напруженої межі перетину. Центр тяжкості стиснутої зони перетину відповідає точці прикладання рівнодіючої.

Площа склянки

$$F_{ст} = \pi \cdot (r_1^2 - r_{вн}^2) = 3,14 \cdot (2,25^2 - 1,55^2) = 8,357 \text{ м}^2 \quad (3.59)$$

Площа півкільця

$$F_{пк} = \frac{F_{ст}}{2} = \frac{8,357}{2} = 4,178 \text{ м}^2 \quad (3.60)$$

Центр тяжкості півкільця

$$y_{пк} = \frac{4}{3} \cdot \frac{r_1^3 - r_{вн}^3}{r_1^2 - r_{вн}^2} \cdot \frac{1}{\pi} = \frac{4}{3} \cdot \frac{2,25^3 - 1,55^3}{2,25^2 - 1,55^2} \cdot \frac{1}{3,14} = 1,223 \text{ м} \quad (3.61)$$

Стисла зона перетину, для визначення її площі, розбивається на дві частини: півкільце і два відрізки між нейтральною віссю і віссю кільця х-х висотою "с". Величина "с" визначається з квадратного рівняння

$$c^2 + 2 \cdot e_{\text{ост}} - \frac{F_{\text{ПК}}}{r_1 - r_{\text{ВН}}} \cdot (y_{\text{ПК}} - e_{\text{ост}}) = 0 \quad (3.62)$$

$$c_1, c_2 = \frac{-2 \cdot e_{\text{ост}}}{2} \pm \sqrt{\left[ \frac{(2 \cdot e_{\text{ост}})^2}{4} - \left[ -\frac{F_{\text{ПК}}}{r_1 - r_{\text{ВН}}} \cdot (y_{\text{ПК}} - e_{\text{ост}}) \right] \right]} \quad (3.63)$$

$$c_1, c_2 = \frac{-2 \cdot 0,785}{2} \pm \sqrt{\left[ \frac{(2 \cdot 0,785)^2}{4} - \left[ -\frac{4,178}{2,25 - 1,55} \cdot (1,223 - 0,785) \right] \right]} =$$

$$c_1 = 1,013 \text{ м} \quad c_2 = -2,583 \text{ м}$$

Тоді стисла зона бетону

$$F_{\text{СТСЖ}} = F_{\text{ПК}} + 2 \cdot (r_1 - r_{\text{ВН}}) \cdot c_1 \quad (3.64)$$

$$F_{\text{СТСЖ}} = 4,178 + 2 \cdot (2,25 - 1,55) \cdot 1,013 = 5,597 \text{ м}^2$$

$$S_0 = F_{\text{СТ}} \cdot r_1 = 8,357 \cdot 2,25 = 18,802 \text{ м}^3 \quad (3.65)$$

Ексцентриситет

$$e_{\text{СТ}} = e_{\text{ост}} + r_1 = 0,785 + 2,25 = 3,035 \text{ м} \quad (3.66)$$

Тоді

$$S_b = F_{\text{СТСЖ}} \cdot e_{\text{СТ}} = 5,597 \cdot 3,035 = 17 \text{ м}^3 \quad (3.67)$$

Перевіряємо умову (3.56)

$$17 \text{ м}^3 > 0,8 \cdot 18,802 = 15,04 \text{ м}^3$$

Несуча спроможність склянки

$$N_{\text{нес.ст}} = f_{cd} \cdot \frac{S_0}{e_{\text{СТ}}} = 20 \cdot \frac{18,802}{3,035} = 12,39 \cdot 10^3 \text{ кН} \quad (3.68)$$

Розтягнута зона армується з розрахунку 0,05% від повної площі перетину склянки. Перетин розтягнутої арматури

$$F_{\text{аст}} = F_{\text{СТ}} \cdot 0,0005 = 8,357 \cdot 0,0005 = 4,178 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 \quad (3.69)$$

Ця арматура повинна розміститися в межах розтягнутої ділянки перетину. Захисний шар арматури склянки  $a_{\text{СТ}} = 0,05 \text{ м}$ .

Радіус кола арматури

$$r_{\text{аст}} = r_1 - a_{\text{СТ}} = 2,25 - 0,05 = 2,2 \text{ м} \quad (3.70)$$

Довжина дуги кола, по якій розміщується арматура

$$L_{\text{аст}} = \pi \cdot r_{\text{аст}} - 2 \cdot c_1 = 3,14 \cdot 2,2 - 2 \cdot 1,013 = 4,885 \text{ м} \quad (3.71)$$

Необхідна площа арматури на 1 м.п.

$$F_a = \frac{F_{act} \cdot 1m}{L_{act}} = \frac{4,178 \cdot 10^{-3} \cdot 1m}{4,885} = 8,554 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 855 \text{ мм}^2 \quad (3.72)$$

Приймаємо арматуру діаметром Ø16 з кроком 200 мм по периметру кільця з  $F_a=1005 \text{ мм}^2$ . Близько внутрішньої межі кільця ставимо таку ж арматуру.

Восьмикутну фундаментну плиту армуємо звареними сітками з робочими стержнями в одному напрямку (див. лист 5 графічної частини). Стики робочих стрижнів сіток слід влаштовувати внахльостку, без зварювання. Сітки розташовуються в два ряди, перпендикулярно один одному. Нижні сітки - в межах консолей і прилеглих до них ділянок внутрішньої частини плити. Верхні сітки - по всій внутрішній частині плити. Під час бетонування сітки повинні утримуватися в проектному положенні спеціальними зварними елементами.

## **2.2 Розрахунок етажерки реактора Р-201**

### **2.2.1 Компонування, конструктивні особливості етажерки**

Даним розділом проекту розробляється металева етажерка для обслуговування технологічного апарату - реактора Р201. Висота етажерки по верху - 41,2 м. У плані етажерка квадратна 6,9х6,9 м з приєднаним блоком маршових сходів 6,9х2,5 м.

Конструктивно етажерка виконана у вигляді трьох вертикальних плоских рам з жорсткими вузлами, з'єднаних з площини системою зв'язків і балок із шарнірними вузлами.

Конструктивні особливості розрахункової схеми:

- стійки як консольні стрижні, жорстко закладені в фундамент. У верхній частині стрижень прийнятий вільним з площини і шарнірним в площині прогонових будов;

- балки з шарнірним обпиранням;



- ферми як рами з жорсткими вузлами поясів і стійок і шарнірними з розкосами.

Виходячи з досвіду проектування аналогічних конструкцій на нафтохімічних підприємствах, попередньо задаємося сортаментом металу для наступних основних елементів етажерки:

- стійки - двотавр 25Ш1 СТО АСЧМ 20-93;
- балки - двотавр 25Ш1 СТО АСЧМ 20-93, двотавр 20Б1 ГОСТ 8239-89;
- зв'язки - куточок 125x80x8 ГОСТ 8510-86, уголок 75x6 ГОСТ 8509-93.

Спорудження відноситься до II-го (нормального) рівня відповідальності. Коефіцієнт надійності за призначенням  $\gamma_n = 0,95$ .

Кліматичні умови і впливи по [23], [17].

### **2.2.2 Визначення навантажень**

На етажерку в залежності від тривалості діють постійні і тимчасові (тривалі, короткочасні) навантаження.

До постійного навантаження відноситься власна вага частин конструкції етажерки.

До тимчасових навантажень тривалого впливу відносяться еквівалентна від трубопроводів  $q_{пт}$  (на майданчики). До тимчасових навантажень короткочасного впливу відносяться: вага людей, ремонтних матеріалів в зонах обслуговування і ремонту устаткування (корисна тимчасова), снігове навантаження, вітрове навантаження.

Для статичного розрахунку етажерки визначимо розрахункові значення навантажень і місця їх застосування на елементах рам.

Нормативне значення ваги конструкцій заводського виготовлення  $q_{пм}$  слід визначати на основі стандартів, робочих креслень чи паспортних даних заводів-виготовлювачів, інших будівельних конструкцій - за проектними розмірами і питомою вагою матеріалів і ґрунтів з врахуванням їх вологості в умовах

будівництва та експлуатації споруд. Коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f$  для ваги будівельних конструкцій приймаємо по табл.1 [23].

Нормативні значення навантажень  $q_{нп}$ ,  $q_{нл}$  на перекриття, балки, сходи від ваги людей, ремонтних матеріалів в зонах обслуговування і ремонту устаткування допускається враховувати як рівномірно розподілені додаткові навантаження, приймаючи їх нормативні значення по табл. 3 п.11,12 [23]. Коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_f$  для рівномірно розподілених навантажень слід приймати:

1,3 - при повному нормативному значенні менш 2,0 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>);

1,2 — при повному нормативному значенні 2,0 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>) і більше.

#### Власна вага металокопструкцій

Розрахункове навантаження від власної ваги металокопструкцій складе:

$$Q_{дм} = q_{нм} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 50 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 0,5 \text{ кПа} \quad (3.80)$$

#### Тимчасова корисна на майданчики

$$Q_{дп} = q_{нп} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 150 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 1,85 \text{ кПа} \quad (3.81)$$

#### Тимчасова корисна на сходи

$$Q_{дл} = q_{нл} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 400 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 4,56 \text{ кПа} \quad (3.82)$$

#### Еквівалентна від трубопроводів на майданчики

$$Q_{дт} = q_{нт} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 150 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 1,85 \text{ кПа} \quad (3.83)$$

#### Снігове навантаження

Розрахункове снігове навантаження на балку майданчика визначається за формулою:

$$Q_{дс} = s_o \cdot \mu \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (3.84)$$

де  $s_o$  - нормативне значення ваги снігового покриву на 1м<sup>2</sup> горизонтальної поверхні землі, прийняте в залежності від району будівництва, кПа;

$\mu$  - коефіцієнт переходу від скатної покрівлі до горизонтальної поверхні.

Для розрахунку рами приймається  $\mu = 1$ , так як  $\alpha < 25^\circ$ ;

$\gamma_f$  - коефіцієнт надійності за навантаженням, для снігу приймається в залежності від відношення нормативного навантаження від ваги покриття до нормативного значення ваги снігового покриття [23].

Розрахункове погонне снігове навантаження на 1м настилу обслуговуючої площадки складе:

$$Q_{ds} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 1,8 \text{кПа}$$

Вітрові навантаження

Характер розподілу статичної складової вітрового навантаження залежно від висоти над поверхнею землі визначаємо за формулою:

$$w_m = w_o \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (3.81)$$

де  $w_o$  - нормативне значення вітрового тиску, що приймається в залежності від району будівництва, кПа  $w_o = 0,23 \text{кПа}$

$k$  - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску залежно від висоти будівлі см. п.6.5 [23];

$c$  - аеродинамічний коефіцієнт визначаємо відповідно до п.6.6, додаток 4, номер схеми 1,17 [23];

$\gamma_f$  - коефіцієнт надійності за навантаженням,  $\gamma_f = 1,4$ .

Розрахунок на вітрове навантаження ведемо в 2-х площинах: навантаження прикладене в напрямку перпендикулярної площини осей 1-2,3; навантаження прикладене в напрямку перпендикулярної площини осей Б-Г. При цьому коефіцієнт заповнення для першої площині становить  $\phi_{1-2-3}=0,24$ , а для другої  $\phi_{Б-Г}=0,19$ .

Погонне навантаження на раму для напору при направленні дії вітрового навантаження зліва.

$$q_w = w_m \cdot B, \quad (3.82)$$

де  $B$  – ширина зони вітрового тиску, м.

Розрахунок вітрових навантажень виконуємо в табличній формі 3.3.

Таблиця 3.3. Вітрові навантаження

Висота h, м	Напір на площину (в осях)	k	c	$w_m$ , кПа	Напір на стійки Ст1 $q_w$ , кН/м
До 5,0 (до 5,45)	1-Б-Г	0,5	0,336	0,05	0,17
	2-Б-Г		0,8	0,129	0,44
	3-Б-Г		0,25	0,04	0,14
	Б-1-3		0,266	0,043	0,05
					0,2
					0,15
	Г-1-3		0,21	0,034	0,04
0,16					
0,12					
5,0-10,0 (5,45-10,25)	1-Б-Г	0,65	0,336	0,065	0,22
	2-Б-Г		0,8	0,168	0,58
	3-Б-Г		0,25	0,052	0,18
	Б-1-3		0,266	0,056	0,07
					0,26
					0,19
	Г-1-3		0,21	0,044	0,05
0,2					
0,15					
10,0-20,0 (10,25-19,85)	1-Б-Г	0,85	0,336	0,092	0,32
	2-Б-Г		0,8	0,22	0,76
	3-Б-Г		0,25	0,068	0,23
	Б-1-3		0,266	0,073	0,09
					0,33
					0,25
	Г-1-3		0,21	0,057	0,07
0,26					
0,2					
20,0-40,0 (19,85-41,6)	1-Б-Г	1,1	0,336	0,12	0,41
	2-Б-Г		0,8	0,3	1,03
	3-Б-Г		0,25	0,088	0,3
	Б-1-3		0,266	0,094	0,12
					0,43
					0,32
	Г-1-3		0,21	0,074	0,09
0,34					
0,26					

### 2.2.3 Визначення внутрішніх зусиль

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами першої і другої груп слід виконувати з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень або відповідних їм зусиль.

При розрахунку вибираємо основні сполучення навантажень, що складаються з постійних, тривалих і короткочасних навантажень. При обліку основних сполучень, що включають постійні та не менш двох тимчасових навантажень, розрахункові значення тимчасових навантажень слід множити на коефіцієнти сполучень, рівні для тривалих навантажень  $\psi_1 = 0,95$ ; для короткочасних  $\psi_2 = 0,9$ . При обліку основних сполучень, що включають постійні навантаження і одне тимчасове навантаження (тривале або короткочасне), коефіцієнти  $\psi_1, \psi_2$  вводити не слід.

Вибираємо наступні основні сполучення навантажень і відповідні їх схеми:

№1. Постійне + тимчасово корисне + тимчасово еквівалентне від трубопроводів + снігове;

№2. Постійне + тимчасово корисне + тимчасово еквівалентне від трубопроводів + снігове + вітрове (в площині осей 1-2-3);

№3. Постійне + тимчасово корисне + тимчасово еквівалентне від трубопроводів + снігове + вітрове (в площині осей Б, Г).

Внутрішні зусилля обчислюємо в програмному комплексі «RADUGA».

Просторова розрахункова конструкція з нумерацією стрижнів і вузлів наведена на рис. 3.4. Різні схеми навантаження постійним і тимчасовим навантаженням приведені на рис. 3.5-3.7.

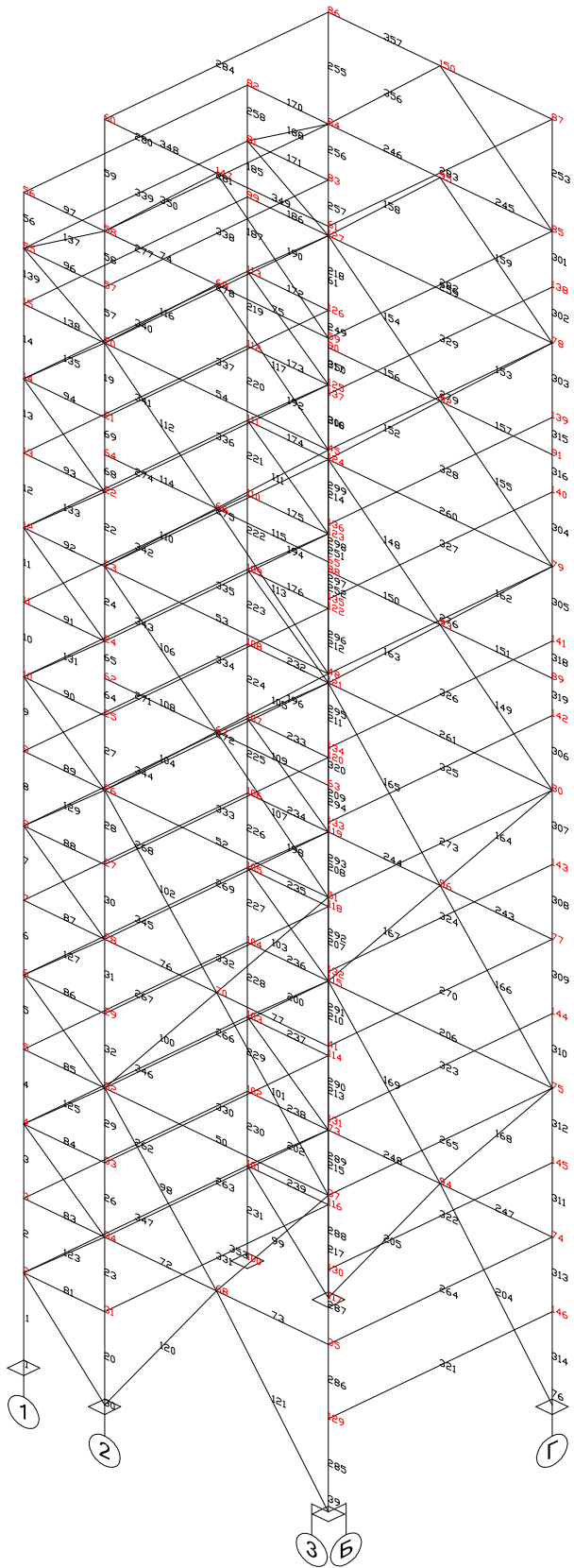


Рис.2.4 Розрахункова конструкція з нумерацією стрижнів і вузлів

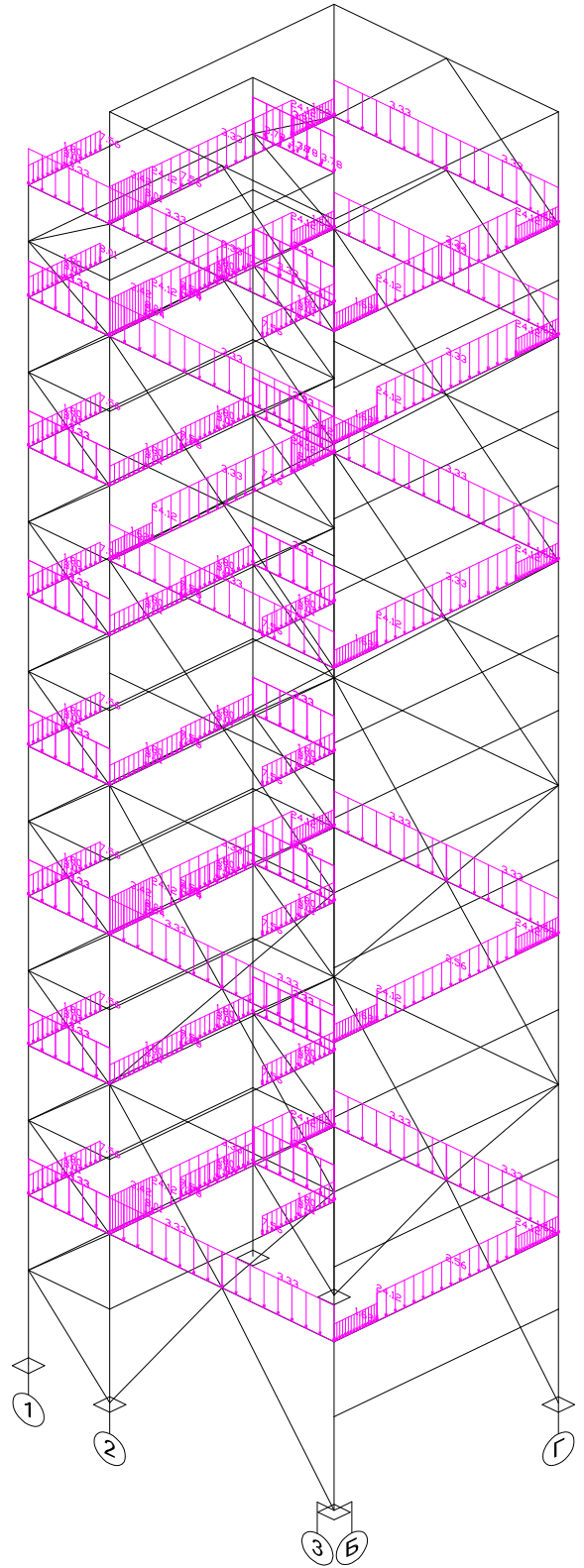


Рис.2.5 Схема навантаження №1 постійного і тимчасового навантаження



## 2.2.4 Розрахунок елементів балочної клітки

На рис.3.8 показана схема елементів етажерки на відм. +5,450; +15,050; +34,250 м. Дана балочна клітка відноситься до ускладненого типу - система головних «Б1», допоміжних балок «Б2» і балок настилу «а».

Вибір матеріалу (марки сталі) для елементів конструкції (настил, головна балка, балка настилу і допоміжна балка, колона) балочної клітки слід приймати по табл. 50 \* [24].

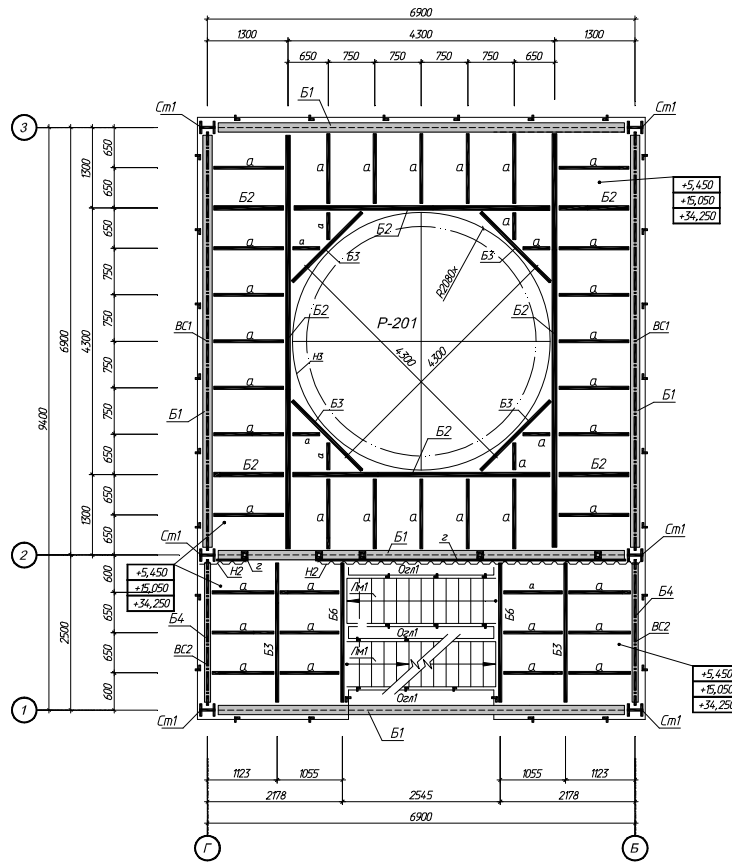


Рис.3.8 Схема елементів етажерки на відм. +5,450; +15,050; +34,250 м.

Район будівництва відноситься до II "В" кліматичної зони. Абсолютні мінімальна температура повітря - 41°C, абсолютна максимальна температура - +36°C, середньорічна +5,1°C. Тоді для даних елементів можна прийняти сталь С245 (ГОСТ 27772–88).

### Розрахунок настилу

Покажемо розрахунок для ділянки в осях 2-3-Б-Г



При визначенні кроку балок «а» настилу зручніше використовувати наступну формулу

$$l_d = 40 \cdot \left(1 + \frac{32,2}{q^n}\right) t_d, \quad (3.83)$$

де  $t_d$  – товщина листа сталевго настилу, (передбачається використання пісочно-втяжного листа ПВ 510, з товщиною 20,5мм, і масою листа 25кг/м<sup>2</sup>;

$q^n$  – нормативне навантаження на настил, кН/м<sup>2</sup>.

$$l_d = 40 \cdot \left(1 + \frac{32,2}{4,45 \cdot 10^3}\right) \cdot 20,5 \cdot 10^{-3} = 820\text{мм}$$

Приймаємо  $a = l_d = 750\text{мм}$ .

Збір навантажень на балку настилу:

$$q^n = 1,02 \cdot (p^n + g^n) \cdot a, \quad (3.84)$$

де  $p^n$ - тимчасове рівномірно розподілене навантаження на перекриття, кг/м<sup>2</sup>;

$g^n$ – вага верхніх конструкцій (вага настилу), кг/м<sup>2</sup>;

$a$  – крок конструкцій (в даному випадку - балок настилу), м;

1,02 – коефіцієнт, що враховує власну вагу конструкції.

Визначаємо нормативне навантаження на балку настилу:

$$q^n = 1,02 \cdot (420 + 25) \cdot 0,75 = 340,4\text{кг/м} = 3,4\text{кН/м}$$

Визначаємо розрахункове навантаження на балку настилу:

$$q^n = 1,02 \cdot (p^n + g^n) \cdot \gamma_f \cdot a, \quad (3.85)$$

де  $\gamma_f$  - коефіцієнт надійності для навантаження, що приймається по таблиці 1 [23],  $\gamma_f = 1,05$  - для металевих конструкцій.

$$q^n = 1,02 \cdot (420 + 25) \cdot 1,05 \cdot 0,75 = 3,57\text{кН/м}$$

Розрахунковий згинальний момент при довжині балок настилу 1,3м:

$$M_{\max} = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{3,57 \cdot 1,3^2}{8} = 0,75\text{кНм} \quad (3.86)$$

Необхідний момент опору перерізу визначаємо з умови міцності, спочатку прийнявши величину коефіцієнта, що враховує розвиток пластичних деформацій  $c=1,1$ :

$$W_{n.min} = \frac{M_{\max}}{c \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (3.87)$$

де  $R_y$  розрахунковий опір сталі розтягування, стиснення, вигину за межею текучості (для балок настилу, виготовлених зі сталі С245,  $R_y = 240\text{МПа}$ );

$\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи, що приймається за таблицею 6 [24].  
Необхідний момент опору перерізу:

$$W_{n.min} = \frac{754}{1,1 \cdot 240 \cdot 1} = 2,85\text{см}^3$$

Як перетини балки настилу приймаємо куточок 75х6мм з наступними геометричними характеристиками:  $W_x = 22,7\text{см}^3$ ,  $I_x = 46,6\text{см}^4$ ,  $g = 6,89\text{кг/м}$

Перевіряємо балку настилу тільки на прогин, так як умова міцності виконується вибором  $W_x > W_{n.min}$ :

$$f = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq \left[ \frac{1}{n_o} \right] = \frac{1}{150} \cdot l \quad (3.88)$$

де  $E$  – модуль пружності сталі, рівний  $2,06 \cdot 10^8 \text{кН/м}^2$ ;

$I_x$  – момент інерції перерізу балки,  $\text{см}^4$ ;

$\frac{1}{n_o}$  – встановлений нормами граничний відносний прогин для балки настилу.

$$f = \frac{5 \cdot 3,4 \cdot 1,3^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^8 \cdot 46,6 \cdot 10^{-8}} = 0,0013\text{м} < \frac{1}{150} \cdot 1,3 = 0,0086\text{м}$$

Прийнятий перетин балки настилу задовольняє умови міцності і прогину.

#### Розрахунок головної балки

Згідно рис.3.8 головна балка позначена як «Б1». За результатами обчислення програмного комплексу «RADUGA» знаходимо найбільші розрахункові згинальні моменти для балок «Б1». Це балка №269. Результати показуємо у вигляді таблиці 3.4.

Розрахунковий згинальний момент при довжині головної балки 6,9м дорівнює  $M_{\max} = 57,288\text{кНм}$

Необхідний момент опору перерізу визначаємо з умови міцності (3.87), спочатку прийнявши величину коефіцієнта, що враховує розвиток пластичних деформацій  $\varsigma=1,1$ :

$$W_{n.min} = \frac{57288}{1,1 \cdot 240 \cdot 0,95} = 241,1 \text{ см}^3$$

Як перетин головної балки приймаємо балку сталеву двотаврову (Ш) СТО АСЧМ 20-93 широкополкову з наступними геометричними характеристиками:

$$W_x = 501,8 \text{ см}^3, I_x = 6122 \text{ см}^4, g = 44,1 \text{ кг/м}$$

Таблиця 3.4. Внутрішні розрахункові зусилля для балки «Б1»

Номер стержня	Номер узла	x [м]	Сила [кН]			Момент [кНм]		
			N	Qv	Qw	T	Mv	Mw
	справа	2.208	-0.042	-0.002	-2.585	0.003	9.033	-0.006
	104	6.900	-0.042	-0.002	-4.670	0.003	-7.986	0.006
268	7	0.000	0.010	0.006	17.887	0.003	-16.021	0.026
	слева	1.104	0.010	0.006	15.410	0.003	2.358	0.019
	справа	1.104	0.010	0.006	7.400	0.003	2.358	0.019
	слева	2.208	0.010	0.006	4.922	0.003	9.160	0.013
	справа	2.208	0.010	0.006	-2.638	0.003	9.160	0.013
	106	6.900	0.010	0.006	-4.723	0.003	-8.109	-0.016
269	28	0.000	0.055	0.027	58.827	0.003	-57.288	0.094
	слева	1.104	0.055	0.027	54.561	0.003	5.302	0.064
	справа	1.104	0.055	0.027	41.511	0.003	5.302	0.064
	слева	1.311	0.055	0.027	40.711	0.003	13.812	0.058
	справа	1.311	0.055	0.027	16.591	0.003	13.812	0.058
	слева	2.208	0.055	0.027	13.205	0.003	27.176	0.034
	справа	2.208	0.055	0.027	-0.295	0.003	27.176	0.034
	слева	5.589	0.055	0.027	-13.056	0.003	4.607	-0.058
	справа	5.589	0.055	0.027	-37.176	0.003	4.607	-0.058
	119	6.900	0.055	0.027	-39.882	0.003	-45.904	-0.093

Визначаємо нормативне навантаження на балку настилу:

$$q^n = 1,02 \cdot [(150 + 150 + 120 + 50) \cdot 2,55 + 44,1] = 1267 \text{ кг/м} = 12,67 \text{ кН/м}$$

Перевіряємо балку настилу тільки на прогин по (3.88), так як умова міцності виконується вибором  $W_x > W_{n.min}$ :

$$f = \frac{5 \cdot 12,67 \cdot 6,9^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^8 \cdot 6122 \cdot 10^{-8}} = 0,029 \text{ м} < \frac{1}{150} \cdot 6,9 = 0,046 \text{ м}$$

Прийнятий перетин балки настилу задовольняє умови міцності і прогину.

#### Розрахунок позацентрово-стиснутої колони

Згідно рис.3.8 позацентрово-стисла колона позначена як «Ст1». За результатами обчислення програмного комплексу «RADUGA» знаходимо

найбільші розрахункові поздовжні сили для колон «Ст1». Це колона №231. Результати показуємо у вигляді таблиці 3.5.

$$N_{\max} = 374,65 \text{кН}, M_x = 1,409 \text{кНм}, M_y = 20,948 \text{кНм}$$

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих елементів зі сталі з межею текучості до 530 МПа (5400 кгс/см<sup>2</sup>), що не піддаються безпосередньому впливу динамічних навантажень, при  $\tau \leq 0,5R_s$  и  $N/(A_n R_y) > 0,1$  слід виконувати за формулою:

$$\left( \frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn.min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn.min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.89)$$

де  $N$ ,  $M_x$  і  $M_y$  - абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливому їх поєднанні, кНм;

$n$ ,  $c_x$  і  $c_y$  – коефіцієнти, що приймаються по дод. 5 [24];

$x$  і  $y$  координати розглянутої точки перетину щодо його головних осей.

Якщо  $N/(A_n R_y) \leq 0,1$ , Формулу (3.89) слід застосовувати при виконанні вимог пп. 7.5 и 7.24 [24].

Попередньо для колон (стійок «Ст1») етажерки було поставлено прокат - двотавр 25Ш1 СТО АСЧМ 20-93, що має наступні довідкові величини:  $W_{xn.min} = 501,8 \text{см}^3$ ,  $I_x = 6122 \text{см}^4$ ,  $W_{yn.min} = 112,5 \text{см}^3$ ,  $I_y = 984,3 \text{см}^4$ ,  $A = 56,24 \text{см}^2$ ,  $g = 44,1 \text{кг/м}$ .

Таблиця 3.5. Внутрішні розрахункові зусилля для колони «Ст1»

Номер стержня	Номер узла	x [м]	Сила [кН]			Момент [кНм]		
			N	Qv	Qw	T	Mv	Mw
228	103	0.000	-294.943	0.932	11.363	0.143	-12.066	1.190
	104	2.400	-293.877	0.932	11.255	0.143	15.075	-1.046
229	102	0.000	-350.082	-1.122	11.692	0.139	-15.695	-1.491
	103	2.400	-349.015	-1.122	11.584	0.139	12.237	1.202
230	101	0.000	-362.214	1.218	12.580	0.009	-16.177	1.442
	102	2.400	-361.147	1.218	12.494	0.009	13.911	-1.481
231	100	0.000	-374.654	-0.952	9.248	0.269	-20.948	-1.409
	101	3.000	-373.321	-0.952	9.140	0.269	6.633	1.446

Тоді

$$\left( \frac{374,65 \cdot 10^3}{56,24 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,1} \right)^{1,5} + \frac{1409}{1,1 \cdot 501,8 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,1} + \frac{20948}{1,47 \cdot 112,5 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,1} = 0,62 < 1$$

Умова (3.89) виконується, міцність колони «Ст1» забезпечена.

Визначимо стійкість колони «Ст1»

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3.90)$$

де  $\varphi$  – визначається по [41] в залежності від умовної гнучкості  $\lambda$ .

Умовна гнучкість визначається як

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (3.91)$$

де  $\lambda$  – гнучкість, тобто  $\lambda = l_{ef}/i$ ;

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  – радіус інерції;

$l_{ef}$  - розрахункова довжина стержня;

$A$  – площа перерізу;

$I$  – осьової момент інерції.

Для стрижнів, з улаштуванням значення коефіцієнта  $\varphi$  при умовній гнучкості  $0 < \bar{\lambda} \leq 2,5$  обчислюється за формулою з [41]:

$$\varphi = 1 + \left(0,073 - 5,53 \cdot \frac{R_y}{E}\right) \cdot \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (3.92)$$

Тоді маємо:

$$i = \sqrt{\frac{6122}{56,24}} = 10,4 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{300}{10,4} = 28,84;$$

$$\bar{\lambda} = 28,84 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,98;$$

$$\varphi = 1 + \left(0,073 - 5,53 \cdot \frac{240}{2,06 \cdot 10^5}\right) \cdot 0,98 \cdot \sqrt{0,98} = 1,06$$

$$\sigma = \frac{374,65 \cdot 10^3}{1,06 \cdot 56,24 \cdot 10^{-4}} = 62,84 \text{ МПа} \leq 240 \cdot 1,1 = 264 \text{ МПа}$$

Умова (3.90) виконується, стійкість колони «Ст1» забезпечена.

Приземна атмосфера помірно агресивна до металевих конструкцій, клас середовища за умовами експлуатації ХА2.

## Розділ 3. Науково-дослідний

### 3.1 Проектування фундаментів мілкого закладення поблизу існуючої забудови

Розробка проектів фундаментів будівель, розташованих в безпосередній близькості від існуючих споруд, включає в себе розрахунок основ як проектованої будівлі, так і існуючих споруд. [24]

Розрахунок природньої основи нової будівлі повинен проводитися за несучою здатністю і за деформаціями у відповідності із ДБН В.2.1-10-2009. Проводиться розрахунок несучої здатності основ і тих фундаментів існуючих будівель, біля яких розташовуються котловани для влаштування фундаментів проектованих будівель. Розрахунок несучої здатності основ проектованих будівель повинен виконуватися (в запас) без урахування одностороннього завантаження сусідніх площ. У розрахунок основ за деформаціями входить також розрахунок нерівномірності додаткових усадок існуючих будівель при завантаженні сусідніх ділянок спорудою. [3]

Якщо ґрунти майданчика для будівництва раніше не були завантажені зовнішнім навантаженням, то нова будівля в місцях примикання до існуючих буде давати менші усадки, ніж на вільній території. Це може призвести до небезпечного перекосу будівлі поблизу примикання до існуючих, а також до відносно більшого прогину нової будівлі, що слід враховувати при проектуванні. [25]

Не рекомендується проводити планування території підсипанням більше 0,5 м у межах площі, завантаження якої викличе додаткове ущільнення ґрунту під існуючою будівлею. При необхідності виконання підсипки, товщина якої перевищує 0,5 м, слід враховувати, що цей захід може викликати додаткове нерівномірне осідання як існуючих, так і проектованих будівель і споруд, особливо якщо ця підсипка проектується тільки на частині території. Підсипку

необхідно приймати як розподілене навантаження нарівні з навантаженнями від проєктованих будівель з усіма відповідними наслідками.

Заходи спрямовані на ліквідацію впливу нерівномірної додаткової усадки основ, слід розробляти з урахуванням усадки, яка повинна бути визначена розрахунком. [19]

Розташування споруд у плані, заглиблення фундаментів і підземної частини, вибір типу фундаменту приймаються з урахуванням наступних основних вимог.

Якщо тиск на ґрунт від проєктованого будинку не менше тиску від існуючих сусідніх будівель, рекомендується нову будівлю відносити від існуючих фундаментів на відстань  $L \geq H_c$ . при  $L \geq 0,5H_c$  вплив нової будівлі, як правило, незначний і може бути врахований розрахунком,  $H_c$  – товщина стиснутої зони під фундаментом існуючої споруди. [24]

При необхідності влаштування фундаментів на відстані  $L < 0,5H_c$  мінімальна безпечна відстань буде залежати від інженерно-геологічних умов, конструкції фундаменту, способу розробки ґрунту, вимог технології влаштування фундаментів, порядку монтажу будівлі і ряду інших факторів. Найбільша нерівномірність усадки території, що примикає до нової будівлі (а отже, і нерівномірність додаткових усадок існуючих будівель), проявляється на відстані до  $0,2H_c$  від нових фундаментів (в межах найближчих 2-6 м). У житлових безкаркасних будівлях саме на цій ділянці розвиваються найбільш значні пошкодження конструкцій, насамперед поздовжніх стін. На відстані  $0,2-0,5H_c$  зазвичай виникають перекося конструкцій з утворенням в стінах похилих тріщин; на відстані від  $0,5H_c$  до  $H_c$  відбувається загальний крен будівлі. [25]

При оцінці  $H_c$  можна користуватися методикою, викладеною в роботах Б. І. Далматова, або методом підсумовування по ДБН В.2.1-10-2009. Величину  $H_c$  слід визначати для центру проєктованої будівлі (споруди) з урахуванням завантаження всіх фундаментів.

Залежно від очікуваних кінцевих усадок нової і додаткової усадки існуючої будівлі, чутливості конструкцій останнього до розвитку

нерівномірних усадок і архітектурних особливостей об'єкта визначається мінімально допустимий розрив між краями нових та існуючих фундаментів. Примикання споруд впритул, необхідне по архітектурним чи інших міркувань, може здійснюватися тільки з влаштуванням деформаційного шва в наземній частині і розриву між новими і старими фундаментами. Сучасні методи виконання робіт по розробці ґрунту і влаштуванню фундаментів дозволяють при відповідному виборі варіанту нових фундаментів (наприклад, стіна в ґрунті) і дотриманні певних вимог забезпечити примикання нових фундаментів майже впритул до існуючих. [24]

Небажана складна в плані форма примикання, а також примикання нової будівлі до поздовжньої стіни існуючого. Переважно розташування нових стрічкових фундаментів приймаються перпендикулярно лінії примикання. Якщо нові і старі будівлі примикають одна до одної торцями, то додаткова усадка основи існуючої будівлі призводить до зміни форми його вигину, а при значному розвитку усадки у торцевому ділянці цієї будівлі може утворитися вигин (рис. 5.1, а). Такого роду деформації найменш небезпечні для будівель із стінами, кладка яких посилена армованими поясами.

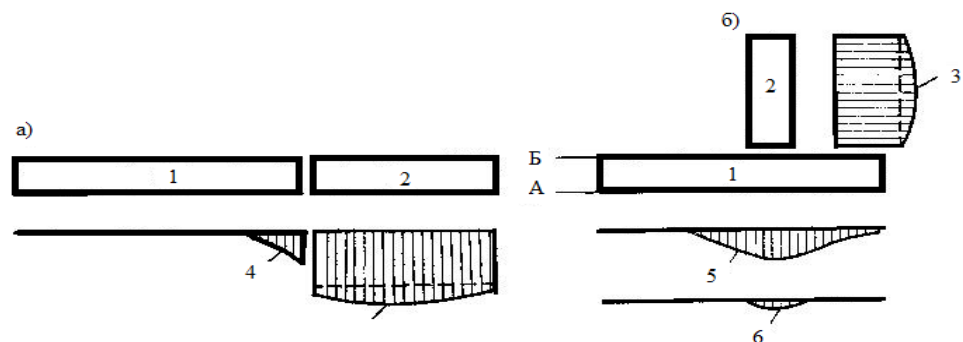


Рисунок. 3.1- Розвиток додаткових усадок при різному влаштуванні примикань будівель: а-до торця; б-до поздовжньої стіни; 1-будівля ранньої забудови; 2 - нова споруда; 3-епюра усадки нової будівлі; 4-епюра додаткової усадки старої будівлі; б-те ж, по осі Б; б-те ж, по осі А.



При примиканні нової будівлі торцем до поздовжньої стіни існуючої будівлі, додаткова осадка призводить до утворення поперечного крену і прогинів поздовжніх стін, які при цьому отримують особливо небезпечні ушкодження. У цьому випадку потрібно застосовувати відносно складні і дорогі захисні заходи, включаючи превентивне посилення конструкцій існуючої будівлі. [30]

Якщо очікувані величини додаткової усадки існуючих будівель значно перевершують допустиму, необхідно зменшити додаткову усадку, тобто знизити вплив споруджуваного будинку на існуючий. У цих випадках виправдовують себе такі заходи:

- розділення основи нового і старого будинку шпунтовим рядом;
- передача тиску від нової будівлі на шари щільних підстилаючих ґрунтів за допомогою глибоких опор, у тому числі і паль різних конструкцій;
- зміцнення ґрунтів основи будівель різними технологічними засобами (силікатизацією та ін.);
- попереднє підсилення конструкцій існуючих будівель в розрахунку на очікуване додаткове нерівномірне осідання;
- забезпечення можливості виправлення (вирівнювання) нерівномірних переміщень ділянок старих будівель, викликаних додатковою усадкою.

У будівель з ушкодженнями із зносом понад 40% нове будівництво неприпустимо без здійснення спеціальних заходів. [30]

Значення граничного додаткового крену баз  $i_{ad}$  існуючих будівель допускаються тільки в тому випадку, коли будівля не має власного крену. Якщо додатковий крен складається з тих що раніше виникли, то їх сумарна величина не повинна перевищувати 0,005. Особливо важливо врахувати можливий додатковий крен односекційних (коротких) будівель або блоків протяжних будівель, відділених від основного масиву споруди деформаційним швом. [27]

Теорія і досвід показують, що конструкції будівлі ранньої забудови отримують крен у бік нової споруди внаслідок закономірного розподілу усадки

основи за межами площі завантажених. Досить часто у містобудівному вирішенні населених пунктів проектувальники варіюють рівні забудови, щоб забезпечити виразність просторової композиції. При цьому іноді багатопверхові житлові будинки мають прибудови магазинів, підприємств побутового обслуговування і т. п. Будівлі з прибудовами зазвичай зводяться одночасно, тому низькі (легкі) будівлі повинні бути відокремлені від високих деформаційними швами. Якщо величина розкриття осадових швів недостатня (що пов'язано з помилками в проектах або низькою якістю будівництва), зустрічні крени будинків (блоків) різної поверховості призводять до заклинювання швів, а будівельні конструкції отримують небезпечні ушкодження.

При призначенні ширини деформаційного шва в розрахунок приймається тільки нахил конструкцій існуючої будівлі з урахуванням його висоти. Залежно від характеру переміщень поблизу деформаційного шва, типу фундаменту і конструкції будівлі можуть застосовуватися такі способи влаштування деформаційного шва:

- подвоєння торцевих стін;
- подвоєння колон і балок (в каркасних конструкціях);
- подвоєння прогонів - при односторонньому рухомому їх обпиранні; метод «вкладеного прольоту»;
- одностороннє або двостороннє винесення конструкцій покриття.

На рис. 3.1 наведені можливі варіанти примикання до існуючих будівель нових фундаментів на природній основі, а на рис. 3.2-пальових. Форма і характер деформаційних швів у вертикальних цегляних стінах обумовлені напрямком і величиною передбачуваного переміщення розчленованих швами частин будівлі, типом несучої конструкції, жорсткістю будівлі, особливостями виробництва робіт і рядом інших факторів. При неправильному розміщенні деформаційних швів жорсткість будівлі може бути значно знижена.

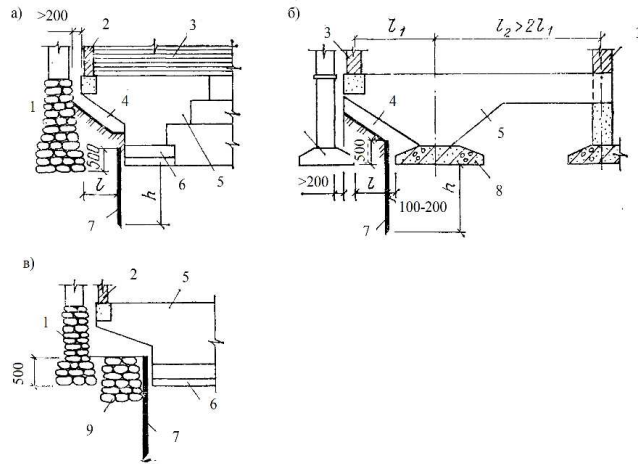


Рисунок 3.1-Консольне примикання фундаментів до існуючих конструкцій а)-з поздовжніми несучими стінами; б)- з поперечними несучими стінами; в) із збереженням фундаменту розібраної споруди; 1 – існуючий фундамент; 2 огорожжюча стіна; 3-несуча стіна; 4- зазор; 5-монолітна частина стіни фундаменту з консоллю; 6- розширення підшви фундаменту; 7- шпунт; 8- поперечний стрічковий фундамент; 9- частина будівлі, що збереглась

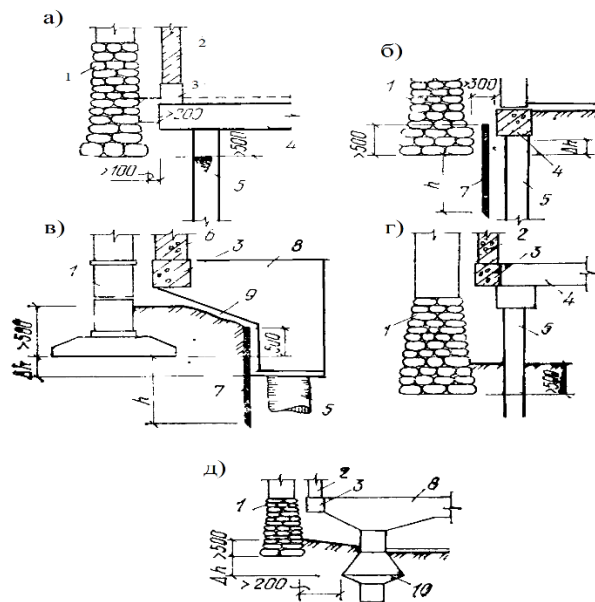


Рисунок 3.2- Примикання до існуючих фундаментів палювих фундаментів будівель

а, г,д- з поздовжніми несучими стінами; в- з поперечними несучими стінами; 1-існуючий фундамент; 2 - огорожжюча стіна; 3 - фундаментна балка, 4 – ростверк; 5 - паля; 6 – несуча чи огорожжюча стіна; 7 – технологічний шпунт; 8 – з/б консоль; 9 – зазор; 10 – буро набивна паля(фундамент).

Отже,проектуючи фундаменти в умовах існуючої забудови слід суворо дотримуватися низки положень. Зокрема слід врахувати вплив будівництва

нової споруди на існуючі конструкції. Провести детальне інженерно-геологічне дослідження, відповідно до висновків якого і слід обирати конструктивні заходи щодо будівництва фундаментів. Слід також зауважити що із збільшенням відстані закладанні нового фундаменту вплив на існуючі конструкції зменшується.

### **3.2 Застосування роз'єднувального шпунта як засобу захисту існуючих конструкцій**

Роз'єднувальний шпунт при проектуванні і влаштуванні примикань може стати незамінним елементом основи, хоча досить дорогим і металомістким. При раціональному використанні шпунт може забезпечити:

- кріплення стінок будівельних котлованів, включаючи й такі, які розробляються нижче підшви фундаментів існуючих будівель, розташованих безпосередньо біля бровки котлованів;

- можливість пристрою котлованів без укосів, що особливо важливо при виконанні робіт в обмежених умовах існуючої забудови;

- збереження рівня підземних вод на вихідних відмітках при водовідливі з розроблених котлованів;

- запобігання розвитку пливунних явищ і суфозії;

- істотне зменшення додаткових усадок території, що оточують запроектовані будівлі.

При поділі шпунтом основ існуючої і будівлі, що зводиться (рис. 5.3) необхідно домагатися того, щоб переміщення шпунта було істотно меншим усадки будівлі що зводиться. Для цієї мети шпунтини повинні заглиблюватися в підстилаючий шар щільних ґрунтів або на таку глибину, при якій сила тертя, що утримує шпунт від вдавнення, була б більше сили негативного тертя, що викликає його занурення в ґрунт спільно з осідаючим новим будинком. [24]

Роз'єднувальна шпунтова стінка повинна йти вздовж всієї лінії примикання фундаменту нової будівлі до існуючої і з кожного боку мати

«шпори» довжиною в плані не менше 1/4 частини стислої товщі (довжини шпунта) (рис.5.3-5.4). «Шпори» необхідні для запобігання впливу нової будівлі на існуючу, а також на комунікації, розташовані близько зони примикання будівель.

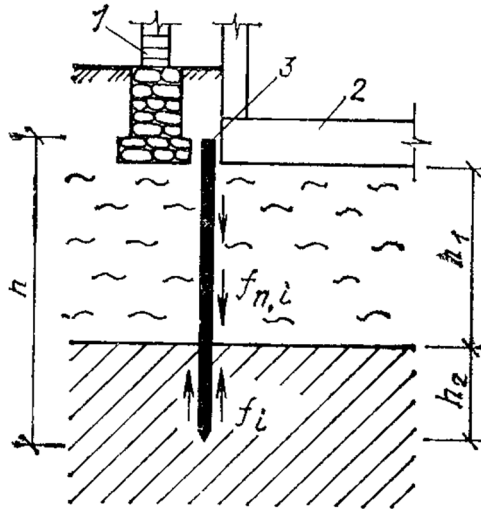


Рисунок 3.3.-Роз'єднувальна шпунтова стінка

1- Фундамент існуючої будівлі; 2- фундамент будівлі що будується; 3- шпунт.

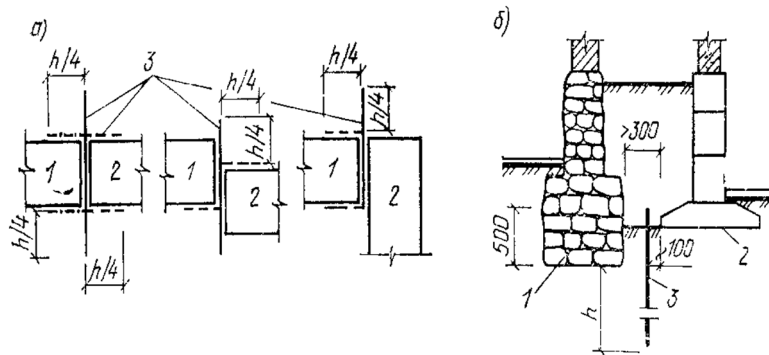


Рисунок 3.4- Розташування розділювальної шпунтової стінки

а) - план; б) – розріз; 1 – існуюча споруда; 2 – будівля, що будується; 3 – роз'єднувальний шпунт.

Отже, роз'єднувальний шпунт може виявитися досить ефективним конструктивним заходом захисту існуючих конструкцій на період виконання добудов. Однак через значну вартість, використання шпунта допускається тільки при належному обґрунтуванні

## РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

### 4.1 Охорона праці

При розробці дипломного проекту з будівництва реакторного блоку на установки гідроочищення дизельного палива, особлива увага приділяється питанням безпечній організації трудових процесів на всіх стадіях проектування.

Реакторний блок являє собою зовнішню установку у вигляді вертикального апарату (реактора) розміщеного всередині 42-метрової рамно-шарнірної металеві етажерки з обслуговуючими майданчиками. До етажерки прилаштовується постамент під технологічне обладнання - залізобетонний збірний каркас

При будівництві даного об'єкта потрібно виконати наступні види робіт: земляні, бетонні, вантажно-розвантажувальні, монтажні, оздоблювальні (зовнішні), влаштування підлоги та ін.

Частина цих робіт передбачено виконати в умовах обмеженого простору.

Основний обсяг будівельно-монтажних робіт передбачається виконувати в період роботи установки (гідроочищення), а частина робіт, пов'язана з підключенням до загальних комунікацій, налагодженням, буде виконана в період планової зупинки установки. При виконанні зазначених робіт на робітників можуть впливати наступні небезпечні і шкідливі виробничі фактори:

- загазованість і запыленість повітря робочої зони (в тому числі від поруч розташованого діючого технологічного обладнання);
- підвищений рівень шуму і вібрації;
- механічні сили (робота на висоті, падіння конструкцій, інструментів і матеріалів і т.д.);
- можливість ураження електричним струмом;
- несприятливі метеорологічні умови;
- недостатність виробничого освітлення.

Загазованість і запиленість повітря робочої зони на об'єкті утворюється при виконанні електрозварювальних, малярних робіт, а також при роботі двигунів внутрішнього згорання.

Особливу небезпеку становить можливість утворення на установці вибухонебезпечних сумішей газів і парів з повітрям при несправності технологічного обладнання з подальшим вибухом [46].

На установці є хімічні речовини різного класу небезпеки (сірководень, бензин, моноетаноламін, дизельне паливо, та ін.).

Гранично-допустимі концентрації шкідливих речовин в повітрі робочої зони не повинні перевищувати встановлених в нормативах.

Технологічний процес діючої установки характерний такими небезпеками:

- наявністю нафтопродуктів, водневомісних і вуглеводневих газів, сірководню, здатних утворювати в суміші з повітрям вибухонебезпечні концентрації;

- всі продукти, реагенти, що застосовуються на установці і одержувані в результаті технологічного процесу, надають в різній мірі шкідливий вплив на організм як персоналу установки, так і будівельників об'єкта. При підвищених концентраціях вони викликають гостре отруєння, яке може привести до смертельного результату;

- ймовірністю вибуху або займання парів нафтопродуктів за рахунок можливого виникнення розрядів статичної електрики;

- застосуванням високого тиску (до 5МПа) і високої температури (до 400°C);

- наявністю технологічних печей із застосуванням відкритого вогню;

- наявністю обертових частин агрегатів і механізмів (електроприводи компресорів, насосів, вентиляторів).

Підвищені рівні шуму і вібрації є наслідком відсутності або неправильного проектування вібро- і шумозахисних пристроїв, порушення

правил експлуатації механічного обладнання, недостатньо динамічного балансування обертових деталей і ін.

Основними джерелами шуму і вібрації при будівництві даного об'єкта є: пересувні будівельні машини (бульдозери, електротрамбівки, компресори);

машини для розподілу і віброущільнення бетонної суміші;

ручний механізований інструмент з електроприводом;

чинне технологічне обладнання.

Дія механічної сили проявляється при проведенні робіт, пов'язаних зі зведенням будівлі, розробкою котловану, а також в «небезпечних зонах» роботи кранів, бульдозера. Використовуваний для монтажу надземної частини споруди кран приводиться в дію електричною енергією. На будівельному об'єкті досить багато електрифікованого інструменту. Застосування електричної енергії в будівництві мають місце випадки ураження людей електричним струмом, в цих випадках проводяться заходи спрямовані на попередження та ліквідацію електротравматизму.

Метеорологічні умови виробничого середовища визначаються поєднанням ряду факторів:

температурою,

відотною вологістю,

рухливістю повітря.

Будівельні роботи на об'єкті будуть виконуватися тільки зовні, тому в окремі періоди року метеорологічні умови для більшості робочих місць будуть несприятливими. Санітарні норми вимагають, щоб у робочій зоні забезпечувалася нормальна температура, нормальна відносна вологість, нормальна рухливість повітря. На будмайданчику застосовуються горючі матеріали та рідини, які можуть стати причиною виникнення пожежі. Особливу небезпеку становлять електрогазозварювальні роботи, що проводяться на діючій вибухопожежонебезпечній технологічній установці.



Недостатня освітленість в небезпечних місцях або надмірні сліпучі яскравості погано виконаних установок можуть привести до втрати орієнтування і травматизму. Від умов освітленості залежить продуктивність праці і якість будівельної продукції.

Для поліпшення умов праці необхідно провести заходи з охорони праці.

#### **4.1.1 Виробнича санітарія і гігієна праці в будівництві**

До початку будівельно-монтажних робіт на будівельному майданчику передбачається влаштування тимчасових будівель і споруд, а також санітарно-побутових приміщень. Підставою для вибору номенклатури та розрахунку потреби в площах інвентарних адміністративних і побутових тимчасових будівель є тривалість будівництва даного об'єкта.

#### **4.1.2 Санітарно-побутове забезпечення будівельного майданчика**

На підставі встановленої потреби в площах здійснюється вибір типу інвентарних будівель. У проекті запроектовані наступні інвентарні будівлі: контора майстра, медкімната, диспетчерська та прохідна, душова з гардеробом на 8 осіб (2 контейнера), кімната для прийому їжі і умивальня, приміщення для обігріву робітників і відпочинку, приміщення для сушіння і чищення одягу, вбиральня на 2 очка. Розміщення запроектованих санітарно-побутових будівель на будмайданчику (будгенпланом) виконано з урахуванням вимог техніки безпеки, санітарних і пожежних норм (дані будівлі розташовані поза небезпечної зони роботи крана, з навітряного боку переважаючого напрямку «рози вітрів»).

Всі санітарно-побутові будівлі підключені до тимчасової мережі водопостачання запроектованої на будмайданчику. Електропостачання санітарно-побутових будівель здійснюється через тимчасову мережу, підключену через ГРЩ (головний розподільний щит) до існуючої трансформаторної підстанції ТП-25 гідроочищення. Для відводу

використовуваних вод з санітарно-побутових приміщень запроєктована на будмайданчику тимчасова мережа каналізації, підключена до існуючої заводської мережі.

У приміщенні для обігріву і відпочинку встановлюється пристрій для швидкого зігрівання робочих, титани або кип'ятильники, вішалки для одягу та пристрої для швидкого (від 10 до 15хв) просушування рукавиць.

Кімната прийому їжі обладнана умивальниками, кип'ятильниками, електричною плитою і холодильником. Опалювальні та вентиляційні установки в приміщенні для сушіння забезпечують висушування спецодягу і спецвзуття протягом часу, що не перевищує тривалості однієї робочої зміни.

Вбиральня розміщена на відстані не більше 80 м від найбільш віддаленого робочого місця і на відстані 37м від об'єкту, що будується.

Забезпеченість робітників питною водою здійснюється через побутові приміщення, які підключені до господарсько-питної мережі водопостачання будмайданчика. На робочі місця, що знаходяться над планувальним майданчиком на висоті понад 10м питна вода з розрахунку не менше 3 л на 1 особа доставляється у флягах. У приміщеннях санітарно-побутового призначення виділені і укомплектовані місця для аптечок з набором медикаментів і перев'язувальних матеріалів, носилок, шин та інших засобів для надання першої долікарської допомоги потерпілим. На всі мобільні (інвентарна) будівля є паспорт і інструкція з експлуатації.

#### **4.1.3 Освітлення будівельного майданчика і місць робіт**

Для будівельного майданчика і ділянок робіт передбачено загальне рівномірне освітлення. При цьому освітленість становить не менше 2лк. Причому для головних проходів та проїздів становить не менше 3лк, а для місць навантаження-вивантаження матеріалів - 10лк. Місця встановлення опалубки, лісів і огорож мають освітленість не менше 30лк.

Для освітлення будмайданчика використовуємо прожектори розташовані по периметру майданчика на висоті, що залежить від сили світла ламп і необхідної освітленості. Кількість прожекторів визначено в розділі 5 записки і становить 7 шт. Тип ЖО 04-400-001У1, лампи натрієві високого тиску (ДНаТ-400)  $P = 400\text{Вт}$ . Для обмеження сліпучої дії прожекторів розміщуємо їх на висоті 8 м.

Зовнішнє освітлення має незалежне управління. Живлення виконується окремим 3-х жильним кабелем від силового щитка ГРЩ.

Монтаж будівельних конструкцій виконується при середній освітленості не менше 30лк. Освітлення робочих місць на висоті виконано з використанням інвентарних, мобільних прожекторних щогл ППМ. Щогли підключені через УЗО, гнучким 3-х жильним кабелем КГ.

Електроживлення санітарно-побутових будівель виконується окремим 5-ти жильним кабелем від силового щитка ГРЩ через УЗО (або диференційний автомат). У кожному інвентарному будівлі є свій вступної щиток, укомплектований захисною апаратурою. Для електроприймачів 0,4/0,23кВ, відповідно до ГОСТ 30331.2-95, застосована система заземлення типу TN-C-S.

#### **4.1.4 Заходи щодо зниження вібрації і шуму від використовуваної будівельної техніки та установок**

Методами і способами зниження шуму і вібрацій є технологічні, щодо поліпшення з покращення віброакустичних характеристик існуючих машин і обладнання, організаційні, санітарно-гігієнічні.

До технологічних заходів по боротьбі з шумом відноситься вибір таких технологічних процесів, в яких використовуються механізми і машини, що створюють мінімальні динамічні навантаження; ізоляцію шуму на шляхах його поширення, шляхом застосування звукоізолюючих конструкцій та звуко матеріалів.

Технічні рішення щодо зниження вібрації існуючих машин і обладнання спрямовані на зменшення вібрації в джерелі їх виникнення, тобто застосування вібробезпечних машин або машини з найменшою вібрацією; використання віброізолюючих пристроїв і фіксування робочих місць; використання вібропоглинаючих матеріалів.

Організаційними заходами досягається обмеження числа робочих, що піддаються впливу шуму. Розроблено схеми розміщення машин з урахуванням створення мінімальних рівнів вібрації на робочих місцях. Організація робіт шумного обладнання виключає роботу кількох машин з високим рівнем шуму одночасно. Удосконалення режимів роботи машин, виключення контакту працюючих з вібруючими поверхнями за межами робочого місця або зони введенням огорожень, попереджувальних знаків, використанням попереджувальних написів, забарвлення, сигналізації, блокування і т.п.

Санітарно-гігієнічні заходи полягають у забезпеченні робочих індивідуальними засобами захисту від шуму і вібрації і контролем за їх правильним використанням; проведенні систематичних медичних оглядів для виявлення робочих, які за станом здоров'я не можуть працювати під впливом шуму; своєчасному виявленні у робочих ознак захворювань шумової та вібраційної хворобою.

Як індивідуальні засоби захисту використовують, навушники, вкладиші, шоломи, дія яких заснована на ізоляції й поглинанні звуку. У зв'язку з великим поширенням в будівництві різного ручного інструменту надзвичайно актуальна проблема зменшення передачі вібрації на руки робітників. Зниження рівня вібрації, що передається на руки, досягається шляхом використання віброзахисних рукавиць, в яких амортизатором є прокладка із спеціального поролону товщиною до 12мм.

#### 4.1.5 Розрахунок стійкості гусеничного крана

Безпечна експлуатація вантажопідйомних механізмів при виконанні монтажних робіт забезпечується правильним вибором параметрів кранів і їх стійкістю

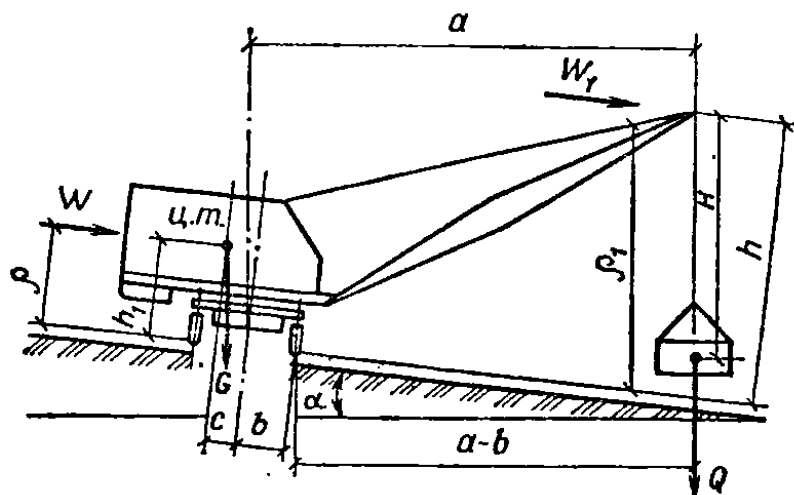


Рис 4.1 Розрахункова схема стійкості самохідного крана з вантажем

При розрахунках кранів розрізняють стійкість вантажну, тобто стійкість крана від дії корисних навантажень при можливому перекиданні його вперед в сторону стріли і вантажу, і власну, тобто стійкість крана при відсутності корисних навантажень і можливе перекиданні його назад в сторону противаги (рис. 4.1).

Вантажна стійкість самохідного крана забезпечується за умови

$$K_1 \cdot M_{\Gamma} \leq M_{\Pi} \quad (4.1)$$

де  $K_1$  - коефіцієнт вантажної стійкості, що приймається для горизонтального шляху без урахування додаткових навантажень рівним 1,4, а при наявності додаткових навантажень (вітру, інерційних сил) і впливу найбільшого допускається ухилу шляху - 1,15;

$M_{\Gamma}$  - момент, створюваний робочим вантажем щодо ребра перекидання, Нм;

$M_{\Pi}$  - момент всіх інших (основних і додаткових) навантажень діючих на кран щодо того ж ребра з урахуванням найбільшого ухилу шляху, Нм.

вантажний момент

$$M_{\Gamma} = Q \cdot (a - б) \quad (4.2)$$

де  $Q$  - вага найбільшого робочого вантажу, Н;

$a$  - відстань від осі обертання крана та центру ваги найбільшого робочого вантажу, підвішеного до гака, при установці крана на горизонтальній площині, м;

$б$  - відстань від осі обертання до ребра перекидання, м.

Утримуючий момент, що виникає від дії основних і додаткових навантажень:

$$M_{\Pi} = M_{\text{В}}^1 - M_{\text{У}} - M_{\text{ц.с.}} - M_{\text{и}} - M_{\text{В}} \quad (4.3)$$

де  $M_{\text{В}}^1$  - відновлюючий момент від дії власної ваги крана:

$$M_{\text{В}}^1 = G \cdot (б + с) \cdot \cos \alpha \quad (4.4)$$

де  $G$  - вага крана, Н;

$с$  - відстань від осі обертання крана до його центра ваги, м;

$\alpha$  - кут нахилу шляху крана, град (для стрілових кранів,  $\alpha = 3^\circ$ );

$M_{\text{У}}$  - момент, що виникає від дії власної ваги крана при ухилі шляху:

$$M_{\text{У}} = G \cdot h_1 \cdot \sin \alpha \quad (4.5)$$

$h_1$  - відстань від центра ваги крана до площини, що проходить через опорний контур, м;

$M_{\text{ц.с.}}$  - момент від дії відцентрових сил:

$$M_{\text{ц.с.}} = Q \cdot n^2 \cdot a \cdot h / (900 - n^2 \cdot H) \quad (4.6)$$

де  $n$  - частота обертання крана навколо вертикальної осі, хв-1;

$h$  - відстань від оголовка стріли до площини, що проходить через точки опорного контуру, м;

$H$  - відстань від оголовка стріли до центра ваги підвішеного вантажу, м;

$M_{\text{и}}$  - момент від сили інерції при гальмуванні вантажу:

$$M_{\text{и}} = Q \cdot v \cdot (a - б) / g \cdot t \quad (4.7)$$

тут  $v$  - швидкість підйому вантажу, м/с;

$g$  - прискорення вільного падіння, рівне  $9,81 \text{ м/с}^2$ ;

$t$  - час несталого режиму роботи механізму підйому, с;

$M_{\text{В}}$  - вітрової момент:

$$M_B = W \cdot \rho + W_1 \cdot \rho_1 \quad (4.8)$$

де  $W$  - вітрове навантаження, що діє паралельно площині, на якій встановлено кран, на навітряну площа крана, Па;

$W_1$  - вітрове навантаження, що діє паралельно площині, на якій встановлено кран, на навітряну площа вантажу, Па;

$\rho = h_1$  и  $\rho_1 = h$  — відстані від площини, що проходить через точки опорного контуру, до центру додатки вітрового навантаження, м.

Тиск вітру на кран

$$W = w_0 \cdot k \cdot c \cdot F_1 \cdot \alpha \quad (4.9)$$

де  $w_0$  - нормативне значення вітрового тиску, що приймається в залежності від району будівництва, кПа  $w_0 = 23 \text{ кгс/м}^2$ ;

$k$  - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску залежно від висоти будівлі см. [23];

$c$  - аеродинамічний коефіцієнт визначаємо відповідно додатку 4, [23];

$F_1$  - площа контуру крана,  $\text{м}^2$ ;

$\alpha$  - ступінь заповнення площі елементами решітки (для суцільних конструкцій  $\alpha = 1$ , для ґратчастих конструкцій  $\alpha = 0,3 \dots 0,4$ ).

Тоді

$$W = 230 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 42 \cdot 0,3 = 1304 \text{ Па,}$$

$$W_1 = 230 \cdot 0,9 \cdot 1,49 \cdot 6,84 \cdot 1 = 2110 \text{ Па}$$

$$M_B = 1304 \cdot 2,3 + 2110 \cdot 18 = 40,8 \text{ кНм}$$

$$M_{\text{и}} = 68,9 \cdot 0,12 \cdot (11 - 1,9) / 9,8 \cdot 1 = 7,7 \text{ кНм}$$

$$M_{\text{ц.с.}} = 68,9 \cdot 0,5^2 \cdot 11 \cdot 18 / (900 - 0,5^2 \cdot 9,2) = 3,8 \text{ кНм}$$

$$M_y = 358,7 \cdot 2,3 \cdot \sin 3^\circ = 43,2 \text{ кНм}$$

$$M_B^1 = 358,7 \cdot (1,9 + 1,2) \cdot \cos 3^\circ = 1110 \text{ кНм}$$

$$M_{\text{п}} = 1110 - 43,2 - 3,8 - 7,7 - 40,8 = 1014,5 \text{ кНм}$$

$$M_{\text{г}} = 68,9 \cdot (11 - 1,9) = 627 \text{ кНм}$$

$$1,4 \cdot 627 = 877,8 \text{ кНм} < 1014,5 \text{ кНм}$$

Стійкість крана забезпечена.

## **4.2 Безпека надзвичайних ситуацій**

### **4.2.1 Коротка характеристика можливих НС техногенного та природного характеру**

Установа гідроочищення дизельних палив і газових фракцій введена в експлуатацію в четвертому кварталі 1965 року. Проектна потужність установки становила - 900 000 тонн сировини на рік.

Установа гідроочищення складається з двох секцій: секція гідроочищення і секція м'якого гідрокрекінгу. На секції гідроочищення дизельного палива планується будівництво реакторного блоку. Проммайданчик установки «гідроочищення» - знаходиться в центральній частині території ВАТ.

При великої аварії глибина зони зараження може досягти більш 20км, загальна площа зараження - до 1256км<sup>2</sup> із зараженням повітря на декілька днів, а води - до місяця і більше.

По залізній і автомобільній дорозі перевозять небезпечні вантажі, здатні заражати місцевість СДОР.

Можливі наступні НС техногенного характеру:

- аварії на хімічно небезпечних і інших об'єктах, з викидом шкідливих продуктів їх діяльності (хімічне зараження повітря всього міста до декількох діб, а води - до місяця і більше);

- аварії на залізничному, автомобільному та трубопроводному транспорті, що супроводжуються руйнуваннями і забрудненнями;

- аварії на очисних спорудах підприємств і міста;

- аварії в електричних системах, комунальних системах життєзабезпечення;

- пожежі і вибухи на вибухопожежонебезпечних підприємствах міста.

Можливі наступні НС природного і екологічного характеру:

- метеорологічні небезпечні явища (великий град, сильна хуртовина, мороз, спека, вітри ураганної сили);

- природні пожежі (лісові, торф'яні);



- повені, затоплення;
- забруднення суші пестицидами, ерозія ґрунту;
- забруднення річок озер шкідливими речовинами.

### **Заходи щодо попередження НС. ГСЧС в режимі повсякденної діяльності, підвищеної готовності і в надзвичайному режимі**

Розробка заходів щодо попередження надзвичайних ситуацій в більшості випадків ґрунтується на встановленні номенклатури небезпек, квантифікації небезпек, виявленні причин небезпеки і власне розробці заходів щодо попередження надзвичайних ситуацій.

Організаційними заходами забезпечуються завчасна розробка і планування дій органів управління, сил і засобів, всього персоналу об'єктів при загрозі виникнення та виникненні НС. Такі заходи включають:

- прогнозування наслідків можливих НС та розробку планів дій як на мирний, так і на воєнний час, враховуючи весь комплекс робіт в інтересах підвищення стійкості функціонування об'єкта;
- створення і оснащення центру аварійного управління об'єкта і локальної системи оповіщення;
- підготовку керівного складу до роботи в НС;
- створення комісії з стійкості і організацію її роботи;
- розробку інструкцій щодо зниження небезпеки виникнення аварійних ситуацій, безаварійної зупинки виробництва, локалізації аварій і ліквідації наслідків;
- навчання персоналу дотримання заходів безпеки, порядку дій при виникненні надзвичайних ситуацій, локалізації аварій та гасіння пожеж, ліквідації наслідків;
- підготовку сил і засобів локалізації аварійних ситуацій і відновлення виробництва;
- підготовку евакуації населення з небезпечних зон;
- визначення розмірів небезпечних зон навколо потенційно небезпечних об'єктів;

- перевірку готовності систем оповіщення та управління в НС;
- організацію медичного нагляду і контролю за станом здоров'я осіб, які отримали різні дози опромінення.

Інженерно-технічними заходами здійснюється підвищення фізичної стійкості будівель, споруд, технологічного обладнання і в цілому виробництва, а також створення умов для його якнайшвидшого відновлення, підвищення ступеня захищеності людей від вражаючих факторів НС. До них відносяться:

- створення на всіх небезпечних об'єктах системи автоматизованого контролю за ходом технологічних процесів, рівнів забруднення приміщень і повітряного середовища цехів небезпечними речовинами і пиловими частинками;

- створення локальної системи оповіщення про виникнення НС персоналу об'єкта, населення, яке проживає в небезпечних зонах (радіаційного, хімічного і біологічного зараження, катастрофічного затоплення і т.п.);

- накопичення фонду захисних споруд і підвищення захисних властивостей сховищ і ПРУ в зонах можливих руйнувань і зараження;

- протипожежні заходи;

- скорочення запасів і термінів зберігання вибухо-, газо- і пожежонебезпечних речовин, обвалування ємностей для зберігання, пристрій заглиблених ємностей для зливу особливо небезпечних речовин з технологічних установок;

- безаварійна зупинка технологічно складних виробництв;

- локалізація аварійної ситуації, гасіння пожеж, ліквідація наслідків аварії і відновлення порушеного виробництва;

- дублювання джерел енергопостачання;

- захист джерел води і контроль якості води;

- герметизація складів і холодильників в небезпечних зонах.

Спеціальними заходами досягається створення сприятливих умов для проведення успішних робіт по захисту і порятунку людей, які потрапили в

перелік небезпечних зон, і якнайшвидшої ліквідації НС та їх наслідків. Такими заходами є:

- накопичення засобів індивідуального захисту органів дихання та шкіри;
- створення на хімічно небезпечних об'єктах запасів матеріалів для нейтралізації розлитих АХОВ і дегазації місцевості, заражених будівель, транспортних засобів, одягу і взуття;
- забезпечення герметизації приміщень в житлових і громадських будівлях, розташованих в небезпечних зонах;
- розробка і впровадження у виробництво захисної тари для забезпечення збереження продуктів і харчової сировини при перевезенні, зберіганні і роздачі продовольства;
- регулярне проведення навчань і тренувань по діях в НС з органами управління, формуваннями, персоналом організацій.

Залежно від обстановки, масштабу прогнозованої або виниклої надзвичайної ситуації встановлюється один з наступних режимів функціонування ГСЧС:

режим повсякденної діяльності - при нормальній виробничо-промисловій, радіаційній, хімічній, біологічній (бактеріологічній), сейсмічній і гідрометеорологічній обстановці, за відсутності епідемій, епізоотій та епіфітотій;

- режим підвищеної готовності - при погіршенні виробничо-промислової, радіаційної, хімічної, біологічної (бактеріологічної), сейсмічної і гідрометеорологічної обстановки, при отриманні прогнозу про можливість виникнення надзвичайної ситуації;

- надзвичайний режим - при виникненні і під час ліквідації надзвичайної ситуації.

Основними заходами, здійснюваними при функціонуванні режимів ГСЧС, є:

- в режимі повсякденної діяльності:

- ведення моніторингу надзвичайних ситуацій, прогнозування можливості виникнення надзвичайних ситуацій;
- планування і виконання цільових і науково-технічних програм і заходів щодо попередження НС, забезпечення безпеки і захисту населення, скорочення можливої шкоди від НС, а також щодо підвищення стійкості функціонування промислових об'єктів і галузей економіки в НС;
- вдосконалення підготовки керівного складу органів управління з надзвичайних ситуацій;
- створення, заповнення та освіження резервів матеріальних ресурсів для ліквідації надзвичайних ситуацій;
- здійснення всіх видів страхування;
- в режимі підвищеної готовності:
- створення комісіями з надзвичайних ситуацій оперативних груп для виявлення причин погіршення обстановки в районі можливої надзвичайної ситуації та вироблення пропозицій щодо її нормалізації;
- уточнення планів захисту населення і територій від надзвичайних ситуацій областей (районів), міст, інших державних організацій;
- посилення чергової і диспетчерської служб;
- ведення моніторингу надзвичайних ситуацій, прогнозування можливості виникнення і розвитку надзвичайної ситуації;
- проведення першочергових заходів з організації життєзабезпечення населення і захисту навколишнього середовища, забезпечення сталого функціонування об'єктів;
- в надзвичайному режимі:
- часткове або повне введення в дію планів захисту населення і територій від надзвичайних ситуацій областей (районів), міст;
- висування оперативних груп в район надзвичайної ситуації;
- організація ліквідації надзвичайної ситуації;
- визначення меж зони надзвичайної ситуації;

- безперервне ведення моніторингу НС, прогнозування розвитку надзвичайної ситуації, її масштабів і наслідків.

#### **4.2.2 Основні принципи і способи захисту населення в НС**

Основними способами захисту є:

- укриття населення в захисних спорудах і інших спорудах, пристосованих для цих цілей в конкретній ситуації (метро, підземні виробки, підземні простори міст і ін.);

- евакуація населення із зон можливих стихійних лих, аварій, катастроф або при загрозі їх виникнення і у воєнний час;

- використання засобів індивідуального захисту (ЗІЗ) і медичних засобів захисту (МСЗ).

Захист населення і господарства досягається шляхом поєднання комплексу основних способів захисту (укриття, евакуація, застосування ЗІЗ і МСЗ).

Поряд з цим в цілях захисту населення повинні проводитися наступні заходи:

- обов'язкове навчання населення способам захисту і діям в НС;

- своєчасне оповіщення населення про загрозу виникнення НС;

- радіаційна, хімічна і бактеріологічна розвідка, дозиметричний і лабораторний контроль;

- захист продовольства, води, сільськогосподарських тварин і рослин від зараження радіоактивними речовинами (РВ), сильнодіючими отруйними речовинами (СДОР), бактеріальними засобами (ВС);

- спеціальні профілактичні, санітарно-гігієнічні та протиепідемічні заходи;

- санітарна обробка людей, спеціальна обробка одягу та взуття, знезараження території.

Оповіщення населення про НС проводиться за допомогою автоматизованої системи централізованого оповіщення. Вона дозволяє

включати сирени, виробничі гудки, інші сигнальні пристрої, передавати мовну інформацію з використанням державного радіо і телебачення.

Для мирного часу встановлений один сигнал оповіщення про НС з умовним найменуванням "Увага всім!". Сигнал передається населенню шляхом включення на 3 хвилини сирен, інших сигнальних пристроїв. Для населення це означає, що сталася НС.

Якщо НС відбувається на потенційно небезпечному об'єкті, то населення яке проживає поблизу об'єкта оповіщається негайно за допомогою локальної системи оповіщення, наявної на об'єкті. Оповіщення може бути за допомогою гучномовців, сирен, ревунів в житлових будинках.

## **ВИСНОВКИ**

1. Розроблено основні конструктивні рішення гідроочисної установки дизпалива;
2. Відповідно до визначених інженерно-геологічних умов будівництва, обрано тип фундаментів;
3. Виконано розрахунок основних несучих конструкцій стадіону;
4. За результатами досліджень визначено конструктивні особливості влаштування суміжних мілкозакладених фундаментів та можливості використання роз'єднувального шпунту.;
5. Розроблено заходи по охороні праці та цивільному захисту населення від впливу іонізуючого випромінювання.

## БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДБН В. 2.2-9-99 "Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2000. – 34 с.
2. ДБН В.2.6.-31:2006 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 49 с.
3. Шерешевский И.А. "Конструирования гражданских зданий и сооружений"– Л.: Стройиздат, 1979. – 412 с.
4. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформації залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: автореф. дис...канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук // Львів, 2003. -20с.
5. Валовой М.О. Технологія підсилення балок та вплив повторного навантаження на тріщиностійкість та деформативність / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 456 – 462.
6. Валовой О.І. Ефективні методи реконструкції промислових будівель та інженерних споруд. Навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів за напрямком "Будівництво" / О.І. Валовой // Кривий Ріг: Мінерал, 2003. –266с.
7. Вахненко П.В. Реконструкция сельскохозйственных зданий и сооружений / П.В. Вахненко, В.П. Вахненко, Ю.Д. Гармаш, Е.В. Клименко и др. // К.: Урожай, 1993. – 276 с.
8. Вахненко П.Ф. Уточнення розрахунку міцності балок у похилому перерізі / П.Ф. Вахненко, В.В. Добрянська // Будівництво України, 1997. - №2. – с. 37 – 39.
9. Вашкевич Р.В. Міцність, деформативність, тріщиностійкість залізобетонних балок, відновлених після корозії / Р.В. Вашкевич // Дис...канд. техн. наук: 05.23.01 / Львів, 2005. -143с.



10. Вироби бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності жорсткості та тріщиностійкості: ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). – К.: Укрархбудінформ, 1997. – 42 с.
11. Гвоздев А.А. К расчету прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1978. – №11. – С. 38-39.
12. Голышев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений // А.Б. Голышев, И.Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172 с.
13. Голышев Б.А. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы / Б.А. Голышев, В.И. Колчунов, Г.А. Смоляго // Исследования строительных конструкций и сооружений. – М., 1980. – С. 26-42.
14. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. – 97с.
15. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. – К.: Держбуд України, 2003. – 82с.
16. Довбенко В.С. Дослідження роботи залізобетонних балок, підсиленних полімерною композицією при дії малоциклових навантажень / В.С. Довбенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22 – С. 787 – 794.
17. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2010. – 166с.
18. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности по наклонным сечениям / А.С. Залесов // Расчет и конструирование железобетонных конструкций. – НИИЖБ, 1977. – вып. 38. – 175 с.

19. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил /А.С. Залесов, Ю.А. Климов// Киев: Будивельник, – 1989. –104с.
20. Катруца Ю.А. Состояние и перспективы развития базальтофибробетона и конструкций на его основе / Ю.А.Катруца, П.П. Кривошеев, А.Н. Бамбура // Сб. Строительные конструкции. – Вып.47-48. – К., НИИСК. – 1995. – С.3-10.
21. Кваша В.Г. Міцність і деформативність залізобетонних мостових балок, підсилених неметалевою арматурою / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климбуш, О. Шевчик // Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля: зб. наук. праць. – Львів: НУЛП, 2001.
22. Кваша В.Г. Реконструкція залізобетонного моста з підсиленням балок приклеєними вуглепластиками / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климбуш // Ресурсоекономні конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво РДТУ, 2003. – Випуск 10 – С. 267 – 275.
23. Кваша В.Г. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними композитами / В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне, 2011. – Випуск 22 – С. 801 – 807.
24. Лозовский Д.А. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. - Новополоцк: Изд-во Полоцкого гос. ун-та. 1998. – 240 с.
25. Мальганов А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук // Изд. Томского ун-та. - Томск. 1989 – 28 с.
26. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.

27. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.

28. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.

29. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.

30. Оныськив Б.Н. Прочность и деформативность базальтопластиковой арматуры. / Б.Н. Оныськив, В.И. Канюк // Вестник Львовского политехн. ин-та “Резервы прогресса в архитектуре и строительстве”. – №193. – Львов. – 1985. – С.71 – 74.

31. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин / А.С. Залесов, А.Б. Гольшев, В.Ф. Усманов, Ю.В. Максимов // Бетон и железобетон. – 1989. – №12. – С. 36 – 37.

32. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений // НИИСК Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 104 с.

33. Рекомендации по усилению железобетонных и каменных конструкций. – Полоцкий гос. ун-т. 1993. – 485 с.

34. Семенюк С.Д. Экспериментальные исследования работы усиленных железобетонных балок при малоцикловом нагружении / С.Д.

Семенюк, Ю.Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22 – С. 841 – 850.

35. Смолянінов М.Ю. Використання акрилового полімеррозчину для підсилення та відновлення залізобетонних конструкцій / Л.М. Шутенко, М.С. Золотов, М.Ю. Смолянінов // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, 2005. – Вип. 33.– С. 137-142.

36. Смолянінов М.Ю. Підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсиленних акриловим полімеррозчином, при дії короткочасних статичних і багаторазових навантажень: дис.... канд. техн. наук / М.Ю. Смолянінов. – Харків, 2008. – 216с.

37. Тур В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография / В.В. Тур, А.А. Кондратчик // Брест: БГТУ, 2000. – 400с.

38. Чернявський В.Л. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / В.Л. Чернявський, Ю.Г. Хаютин, Е.З. Аскельрод, В.А. Клевцов, Н.В. Фаткуллин. – М.: ООО «ИнтерАква», 2006. – 113 с.

39. Шагин А.Л. Реконструкция зданий и сооружений // А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; Под ред. А.Л. Шагина: Учебное пособие для строительных специализованных вузов. - М.: Высшая школа, 1991. – 352 с.

40. Шевчик А. Новые материалы фирмы Sika для усиления дорожных и мостовых объектов // Научно-техническая конференция, посвященная 70-летию белорусской дорожной науки «Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов». – Минск. – 1998. – С.278–284.

41. CSA A23.3-04, Design of Concrete Structures, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, 2004.

42. Lagoda M. Wzmacnianie mostow przez doklejanie elementow / M. Lagoda // – Krakow: PK,2005. 322 p.

43. Radomski W. Nowe materialy w mostownictwie./ W. Radomski // XLV Konf. Naukowa KILiW PAN I KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. Mosty. – Krynica, 1999. – Том 6. – pp.281-302.

44. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ, 2012. – 7 с.

45. ДБН В.1.1-7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва.- К.: Держархітектурбуд, 2002.- 62с.