

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 Левчуку Юрію Вікторовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект готельно-торгівельного комплексу з дослідженням елементів несучих конструкцій

Керівник роботи Баран Денис Ярославович, 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)
8-10 листів формату А1

ЗМІСТ

| | |
|--|----|
| ВСТУП | 5 |
| 1.1. Характеристика умов будівництва | 8 |
| 1.1.1 Географічне розташування місця будівництва | 8 |
| 1.1.2 Характеристика кліматичних та природних умов району будівництва | 8 |
| 1.2 Генеральний план | 8 |
| 1.2.2 План організації рельєфу | 8 |
| 1.3 Благоустрій ділянки (території) | 9 |
| 1.4 Конструктивне вирішення будівлі | 9 |
| 1.4.1 Опис і обґрунтування несучих та огороджуючих конструкцій | 9 |
| 1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожі | 10 |
| 1.5.1 Розрахунок опору теплопередачі огороджувальних конструкцій | 10 |
| 1.5.2 Нормування теплозахисту огороджуючих конструкцій цивільних будівель | 15 |
| 1.5.2.1 Визначення необхідної товщини зовнішніх огорожень | 16 |
| РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний | 20 |
| 2.1 Розрахунок балки перекриття | 20 |
| 2.2. Визначення геометричних характеристик приведенного перерізу | 21 |
| 2.3 Визначення зусилля попереднього обтиснення R та ексцентриситету e^0_p | 22 |
| 2.4. Розрахунок на міцність нормальних перерізів в стадії експлуатації | 26 |
| 2.5. Розрахунок на міцність похилих перерізів | 27 |
| 2.6. Розрахунок по утворенню нормальних тріщин | 30 |
| 2.7. Розрахунок по розкриттю нормальних тріщин в стадії експлуатації | 33 |

| | |
|---|-----------|
| 2.8. Розрахунок по закриттю нормальних тріщин | 34 |
| 2.9. Розрахунок по деформаціям..... | 35 |
| 2.2 Розрахунок і конструювання колони..... | 36 |
| 2.3 Проектування основ і фундаментів..... | 38 |
| 2.3.1 Класифікація фундаментів і штучних основ..... | 38 |
| 2.3.2 Проектування основ і фундаментів за граничними станами | 39 |
| 2.4 Вихідні дані для проектування основ і фундаментів | 44 |
| 2.5 Завдання варіантності при проектуванні основ і фундаментів | 46 |
| 2.6 Визначення навантажень на фундаменти | 47 |
| 2.7 Визначення будівельних властивостей основи..... | 52 |
| 2.7.1 Нормативні і розрахункові величини характеристик ґрунту | 52 |
| 2.8 Інженерно-геологічні умови ділянки реконструкції | 54 |
| РОЗДІЛ 3 Наукова частина | 60 |
| Небезпечні та шкідливі виробничі фактори під час будівництва об'єкту: | 70 |
| Основні нормативні вимоги безпеки при виконанні окремих видів робіт та експлуатації машин і механізмів | 72 |
| Бібліографія..... | 80 |

ВСТУП

В зв'язку з розвитком туристичного бізнесу в Україні, залученням в країну іноземних інвестицій та бізнесів зросла і потреба в будівництві готельно-розважальних та готельно-торгівельних комплексів. Готельно-торгівельні комплекси економічно доцільно зводити в місцях поблизу великих скупчень людей та поблизу розвинутої інфраструктури. При цьому можна в значній мірі зекономити кошти на підключенні будівлі до існуючих систем каналізації, водо та газо-постачання.

Істотне здешевлення будівлі в цілому досягається залученням в процесі проектування передових сучасних технологій, використання сучасних технологічних матеріалів, підбір найбільш економічно доцільних елементів конструкцій шляхом дослідження їх за допомогою комп'ютерно-моделюючих програмних комплексів.

Актуальність теми. Розвиток будівельної індустрії не можливий без перегляду старих ідей та підходів по вдосконаленню будівельних конструкцій. Дослідження питань доцільності використання тих чи інших елементів несучих конструкцій та визначення підбору їх параметрів дає змогу не тільки здешевити об'єкт будівництва але і підвищити несучу здатність конструкцій будівлі.

Доцільність проведення досліджень. Отримані в результаті комп'ютерного моделювання дані дають змогу вибрати найбільш ефективні параметри елементів конструкцій, що в свою чергу дасть приріст несучої здатності конструкції та дозволить знизити затрати на будівництво.

Метою роботи є розроблення проекту готельно-торгівельного комплексу з дослідженням елементу ригеля обпертого на колону.

Завданням роботи є:

- запроєктувати будівлю готельно-торгівельного комплексу;
- провести теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожі;
- провести розрахунок балки перекриття;

- за допомогою комп'ютерного моделюючого експерименту дослідити елементи несучих конструкцій;
- за результатами отриманими методом комп'ютерного моделюючого експерименту підібрати необхідні параметри несучих конструкцій;
- підібрати необхідний комплекс заходів по забезпеченню охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях при зведенні даного об'єкту.

Галуззю застосування результатів роботи є проектування та оптимальний підбір елементів несучих конструкцій.

Об'єктом дослідження є горизонтальні елементи несучих конструкцій.

Предметом дослідження є порівняння величин прогинів в залежності від довжини елемента ригеля обпертого на колону.

Методами дослідження є комп'ютерний моделюючий експеримент.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що: отримало подальший розвиток застосування методики комп'ютерного моделюючого експерименту при виведенні залежності величини прогинів від довжини елемента несучої конструкції.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в результаті комп'ютерного моделюючого експерименту дані дають можливість вибрати необхідну довжину ригелю і підвищити несучу здатність конструкції.

Апробація результатів магістерської роботи виконана на IX 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 IX Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів, Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя, 25-26 листопада 2020 року.

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: несучі конструкції, ригель, прогини.

РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний

1.1. Характеристика умов будівництва

1.1.1 Географічне розташування місця будівництва

В даній дипломній роботі виконується проект готелю в місті Лубни. Умови будівництва характеризуються як складні, проєктований об'єкт вбудовується між існуючими будівлями. А тому дане будівництво можна охарактеризувати, як будівництво в стиснених умовах. Ділянка під забудову розташована в східній частині міста і це ускладнює проєктування і будівництво оскільки дана частина міста перенасичена іншими будівлями.

1.1.2 Характеристика кліматичних та природних умов району будівництва

Об'єкт, що будується розташований в II будівельно-кліматичному районі, який характеризується такими кліматичними умовами:

розрахункова температура зовнішнього повітря -23°C . У зв'язку з цим, згідно теплотехнічного розрахунку, прийнято виконувати ефективну кладку з утеплювачем $\delta = 120\text{мм}$ з мінераловатних плит;

нормативне снігове навантаження $0,2\text{ МПа}$.

1.2 Генеральний план

Ділянка, що відводиться під забудову, розміщена в центральній частині житлової зони.

Генеральний план розроблений в М 1:500. Будівля що проєктується знаходиться між двома існуючими будівлями.

Ділянка ускладнена стисненими умовами та має лише один в'їзд на ділянку.

1.2.2 План організації рельєфу

Проєкт вертикального розпланування майданчика для будівництва виконується на основі генерального плану та даних інженерно-геологічних вишукувань.

Рельєф майданчика має загальний ухил у південно-східному напрямку з перепадом висоти $h=0,6\text{м}$.

Проект організації рельєфу майданчика розроблений за принципом максимального збереження існуючого рельєфу і мінімальними затратами на виконання земляних робіт, а також з врахуванням гідрогеологічних особливостей, архітектурно-планувальних рішень, що проектуються з відповідністю до вимог нормативних документів.

Відведення поверхневих вод запроєктовано відкритого типу що забезпечується з допомогою правильного спланованих площадок з подальшим відводом на проїзду частину.

Запроєктована будівля має абсолютну позначку (± 0.000) 157,60м.

1.3 Благоустрій ділянки (території)

На території будівництва передбачено влаштування асфальтобетонного покриття на проїздах. Пішохідні доріжки покриваються тротуарною плиткою. Вздовж червоної лінії забудови передбачено влаштування смуги зелених насаджень.

1.4 Конструктивне вирішення будівлі

1.4.1 Опис і обґрунтування несучих та огорожуючих конструкцій

По верху фундаменту влаштовують гідроізоляцію з руберойду. З зовнішнього боку стін підвалу влаштовуємо обмазочну гідроізоляцію з бітуму та похиле вимощення шириною 1м із асфальтного покриття для відведення дощової води.

Сходи – збірні залізобетонні з окремих сходинок по серії 1.055.1-1; сходових маршів і площадок по серії 1.251.1-4 вип.1.

Покрівля – плоска рулонна покрівля з 3 шарів руберойду, утеплення покрівлі – керамзит – боксу інкасаторських машин, та покрівельна оцинкована сталь по латам – основного корпусу.

Внутрішнє оздоблення – штукатурка з послідуочим вапняним пофарбуванням, облицювання керамічною плиткою. Дерев'яні поверхні пофарбовані лаком.

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожі

Одне із завдань, які вирішуються при проектуванні будівель, забезпечити в приміщеннях мікроклімат, якість якого повинна відповідати сукупності санітарно-гігієнічних, технологічних або зоогігієнічних вимог

Регульований мікроклімат у приміщеннях створюється:

1) заходами архітектурно-планувального вирішення або будівельним, проектування;

2) застосуванням штучних методів кліматизації приміщень (опалення, вентиляції та кондиціонування внутрішнього повітря).

Зниження розрахункових втрат тепла будівлями може суттєво зменшити напруженість теплового балансу в країні, оскільки нині на теплопостачання зведених будівель і споруд витрачається близько 40% твердого та газоподібного палива, яке видобувається.

1.5.1 Розрахунок опору теплопередачі огороджувальних конструкцій

Розрахунком визначають товщину огороджувальної конструкції.

У розрахунку визначаються і порівнюються:

опір (приведений опір) теплопередачі огороджувальної конструкції R_o ;

потрібний (із санітарно-гігієнічних умов) опір теплопередачі $R_o^{потр}$;

3) економічно доцільний опір теплопередачі $R_o^{ек}$.

При цьому R_o повинно дорівнювати $R_o^{ек}$ і бути не менше за $R_o^{потр}$, тобто

$$R_0 = R_0^{\text{ек}} \geq R_0^{\text{потр}} \quad (1)$$

Для житлових та громадських будівель R_0 повинно бути не менше за нормовані значення $R_0^{\text{н}}$, установлені наказом № 247 від 27.12.1993р. колишнього Мінбудархітектури України.

Вихідні дані:

Порядок розрахунку

За картосхем[11]) методичних вказівок визначаємо, що Полтавська область. знаходиться в I температурній зоні України.

Вологісний режим приміщення нормальний ($t_{\text{в}}=18^{\circ} \text{ }^{\circ}\text{C}$, $\phi_{\text{в}}=50\%$) (таб.І.[1]) Умови експлуатації огорожувальних конструкцій з урахуванням вологісного режиму приміщення і зони вологості "А" [1].

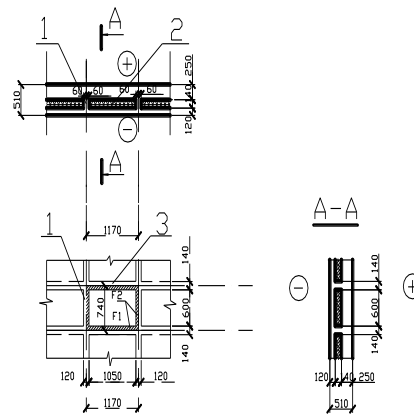


Рис. 1.1 Розрахункова схема полегшеної піноблокової стіни колодязної кладки

а- план; б – вид збоку;

Вертикальні піноблокові ребра.

1. Утеплювач.
2. Горизонтальні діафрагма з двох рядів кладки.

5. Оскільки конструкція огороження неоднорідна, то обчислюємо приведений термічний опір стіни:

а) при умовному розрізуванні стіни площинами, які паралельні напрям теплового потоку, $R_a, \text{m}^2 \times \text{ }^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$, визначаємо за формулою [1]:

$$R_a = \frac{F_1 + F_2}{F_1 / R_1 + F_2 / R_2} = \frac{0.63 + 0.236}{0.63 / 3.94 + 0.236 / 0.73} = 1.80. \quad (2)$$

де $F_1 = 1,05 \times 0,6 = 0,63 \text{ м}^2$ - площа поверхні ділянки стіни, в межах якої розміщений утеплювач; $F_2 = 0,06 \times 0,6 \times 2 + 0,07 \times 1,17 \times 2 = 0,236 \text{ м}^2$ - площа поверхні стіни, в межах якої знаходяться вертикальні ребра та горизонтальні діафрагми з піноблоків; R_1 - термічний опір ділянки стіни площею F_1 , $\text{м}^2 \times \text{°C/Вт}$, який визначають за формулою (5) [1]:

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,12}{0,7} + \frac{0,14}{0,041} + \frac{0,25}{0,7} = 3,94; \quad (3)$$

R_2 - термічний опір ділянки стіни площею F_2 , $\text{м}^2 \times \text{°C/Вт}$, за формулою:

$$R_2 = \frac{\sum \delta}{\lambda_{ц}} = \frac{0,51}{0,7} = 0,73 \quad (4)$$

б) при умовному розрізуванні стіни площинами які перпендикулярні напрямку теплового потоку, термічний опір однорідних шарів із цегли за формулою (3) [1], $\text{м}^2 \times \text{°C/Вт}$:

$$R_1' = \frac{0,12}{0,7} = 0,171 \quad R_3' = \frac{0,25}{0,7} = 0,357 \quad (5)$$

Термічний опір теплопередачі шару R_2' , $\text{м}^2 \times \text{°C/Вт}$, у межах товщини утеплювача знаходимо за формулою (6) [1]:

$$R_2' = \frac{F_1 + F_2}{F_1 / R_1' + F_2 / R_2''} = \frac{0.63 + 0.236}{0.63 / 3.41 + 0.236 / 0.2} = 0.634; \quad (6)$$

де R_1'' - термічний опір утеплювача, $\text{м}^2 \times \text{°C/Вт}$, який знаходимо за формулою

$$R_1'' = \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} = \frac{0,14}{0,041} = 3,41, \quad (7)$$

R_2'' - термічний опір піноблокового ребра, $\text{м}^2 \times \text{°C/Вт}$

$$R_2'' = \frac{\delta_{ц}}{\lambda_{ц}} = \frac{0,14}{0,7} = 0,2$$

Термічний опір R_6 , $\text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$, визначаємо за формулою (5) [1]

$$R_6 = R'_1 + R'_2 + R'_3 = 0.171 + 0.634 + 0.357 = 1.162. \quad (8)$$

Приведений термічний опір піноблокової стінки колодязної кладки R_{κ}^{np} , $\text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$

$$R_{\kappa}^{np} = \frac{R_a + 2R_6}{3} = \frac{1,80 + 2 * 1,162}{3} = 1,375 \quad (9)$$

6. Приведений опір теплопередачі піноблокової стіни R_0 , $\text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$, знаходимо за формулою (4) [1]:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + R_{\kappa}^{np} + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{8,7} + 1,375 + \frac{1}{23} = 2,27 \quad (10)$$

Оскільки приведений опір теплопередачі стіни $K_0 = 1,53 < 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$ - нормативного опору теплопередачі, конструкція стіни не відповідає вимогам щодо теплозахисту.

Для підвищення теплотехнічної однорідності стіни і збільшення приведенного термічного опору замінимо горизонтальні діафрагми з двох рядів кладки на армовані сітками діафрагми з цементного розчину товщиною 15 мм, які розміщені по висоті через 600 мм.

8. Обчислюємо приведений термічний опір для зміненої кладки:

а) при умовному розрізі стіни площинами, які паралельні напрямку теплового потоку;

б) при умовному розрізуванні стіни площинами, які перпендикулярні напрямку теплового потоку:

9. Приведений опір теплопередачі K_0 , $\text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$, піноблокової стіни з армованими діафрагмами знаходимо за формулою:

Оскільки приведений опір теплопередачі стіни $K_0 = 2,27 > 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$ нормативного опору теплопередачі, конструкція стіни колодязної кладки армованими діафрагмами відповідає вимогам щодо теплозахисту.

Так, як другий та третій поверх проектуємої будівлі виконано із піноблоків шириною 640мм, то виконаємо розрахунок огорожуючої конструкції шириною 640мм.

Загальний опір теплопередачі R_0 , м °C/Вт, який чинить однорідна огорожуюча конструкція тепловому потоку, визначають за формулою

$$R_0 = R_B + R_K + R_{3H}, \quad (11)$$

Значення R_B , м²-°C/Вт, - *опір теплосприйняття*, залежить від розмірів приміщення, облицювання внутрішньої поверхні огорожі та швидкості конвекційних потоків повітря біля неї і умов променевого теплообміну.

$$R_B = \frac{1}{\alpha_B} \quad (12)$$

де α_B - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огороження, Вт/(м² • °C), приймають за додатком 1.

Значення R_{3H} , м²°C/Вт залежить від поверховості будівлі:

$$R_{3H} = \frac{1}{\alpha_{3H}} \quad (13)$$

де α_{3H} - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огороження для зимових умов, Вт/(м²-°C), визначається за додатком 2.

Величина R_K називається термічним опором теплопередачі огороження, для однорідної конструкції.

$$R_K = \frac{\delta}{\lambda}, \delta \quad (14)$$

де δ - товщина одношарового огороження, м;

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу огороження,

Вт/(м-°C) визначають за дод. 3 [1].

Теплопровідність збільшується з підвищенням вологості матеріалу. Режим приміщень може бути сухий, нормальний вологий і мокрий, а зона вологості району будівництва - суха, нормальна або волога.

Умови експлуатації "Б" характеризуються більшою вологістю матеріалів, унаслідок чого коефіцієнт теплопровідності за графою "Б" більший, ніж за графою "А": для бетонів на 10-15 %, цегляної кладки - 16-20 %, фанери - 20 %, сосни впоперек волокон -21%, уздовж волокон - 28 %.

У випадку шаруватого огороження термічний опір огороження дорівнює сумі термічних опорів окремих і-х шарів та термічного опору замкнених повітряних прошарків між елементами огороження $R_{i\text{зд}}$ (якщо такі є).

$$R_o = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + R_{n.np} + \frac{1}{\alpha_{zn}}, \quad (15)$$

де n - кількість однорідних шарів у конструкції;

$R_{n.np}$ - термічний опір замкнених повітряних прошарків, який визначають за додатком 3.

Опір теплопередачі R_0 , м°С/Вт огороження повинен відповідати нормативним вимогам, тобто

$$R_0 \geq R_{норм}. \quad (16)$$

де $R_{норм}$ - нормативна величина опору теплопередачі, визначення якої залежить від призначення будівлі.

$$\frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \dots + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \dots + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + R_{n.np} + \frac{1}{\alpha_{zn}} \geq R_{норм} \quad (17)$$

звідси мінімально необхідна товщина огороження або шару утеплювача, м.

$$\delta'_{ym} \geq \left[R_{норм} - \left(\frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \dots + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + R_{n.np} + \frac{1}{\alpha_{zn}} \right) \right] \lambda_{ym}. \quad (18)$$

1.5.2 Нормування теплозахисту огорожуючих конструкцій цивільних будівель

Визначення температурних зон заданого району будівництва та реконструкції виконують за схемою температурних зон України. Температурна зона може бути визначена за кількістю градусо-днів опалювального періоду за формулою:

$$\text{НГД}=(t_{\text{в}}-t_{\text{оп.пер}})Z_{\text{оп.пер}} \quad (19)$$

де НГД - кількість градусо-днів;

$t_{\text{в}}=18$ °С - розрахункова температура внутрішнього повітря;

$t_{\text{оп.пер}}$ - середня зовнішня температура опалювального періоду, °С;

$Z_{\text{оп.пер}}$ - тривалість опалювального періоду, днів.

Якщо розрахункова температура внутрішнього повітря більше (менше) $t_{\text{в}}=18$ °С, то для всіх огорожуючих конструкцій (крім вікон та балконних дверей) табличні величини $R_0^{\text{н}}$ (таб) збільшуються (зменшуються) в розмірі 5% на кожний градус.

Опір теплопередачі огорожуючих конструкцій визначають теплотехнічним розрахунком.

Якщо температура внутрішнього повітря $t_{\text{в}} \neq 18$ °С, то значення $R_0^{\text{н}}$ необхідно скоригувати.

$$R_o^{\text{н}} = R_{o(\text{таб})}^{\text{н}} + 0,05R_{o(\text{таб})}^{\text{н}}(t_{\text{в}} - 18) = [1 + 0,05(t_{\text{в}} - 18)]R_{o.\text{таб}}^{\text{н}} \quad (20)$$

Оскільки нормативні значення опору теплопередачі різних огорожуючих конструкцій зростають у два і більше разів, потрібно застосовувати ефективні в теплотехнічному відношенні конструктивні вирішення огорожень: багатошарові стінові панелі з ефективними утеплювачами, полегшені системи кладки, вікна з потрійним застлінням тощо.

1.5.2.1 Визначення необхідної товщини зовнішніх огорожень

Визначаємо нормований опір теплопередачі огорожуючої конструкції $R_0^{\text{н}}$, м²°С / Вт.

Якщо розрахункова температура внутрішнього повітря $t_{\text{в}}$ не дорівнює 18°С, тоді величину $R_0^{\text{н}}$ (таб) збільшують або зменшують у розмірі 5 % на кожний градус за формулою

$$R_o^{\text{н}} = [1 + 0,05(t_{\text{в}} - 18)]R_{o.\text{таб}}^{\text{н}} \quad (21)$$

Визначаємо мінімально необхідну товщину утеплювача за формулою

$$\delta'_{ym} = \lambda_{ym} \left(\frac{R_0^n}{r} - \frac{1}{\alpha_в} - \frac{1}{\alpha_{зн}} - \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} \right), \quad (22)$$

де r - коефіцієнт термічної однорідності: для однорідних конструкцій або багат шарових з однорідних шарів $r=1$; для багат шарових конструкцій на гнучких або дискретних в'язях $r=0,75$, а на жорстких $r=0,4$: для піноблочних конструкцій колодязної кладки $r=0,8$, а з армоцементними в'язями стінок $r = 0,9$.

λ_{yt} - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності утеплювача, Вт/(м·°С);

$\alpha_в$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувачої конструкції, (Вт/м²·°С), приймаємо за додатком 1

$\alpha_{зн}$ - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувачої конструкції,

δ_i - товщина i -го конструктивного шару огорожувачої конструкції, м:

λ_i - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності i -го конструктивного шару огорожувачої конструкції Вт/(м·°С).

Приймаємо найближчу більшу уніфіковану товщину утеплювача δ_{yt}

Визначаємо опір теплопередачі огорожувачої конструкції в місцях відсутності теплопровідних включень за формулою:

$$R_0 = \lambda_{ym} \left(\frac{1}{\alpha_в} + \frac{1}{\alpha_{зн}} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} \right). \quad (23)$$

Якщо огорожувача конструкція має теплопровідні включення, визначаємо приведенний опір теплопередачі за формулою

$$R_0^{np} = R_0 * r. \quad (24)$$

Якщо $R_0^{np} \geq R_0^n$, то товщина утеплювача визначена правильно.

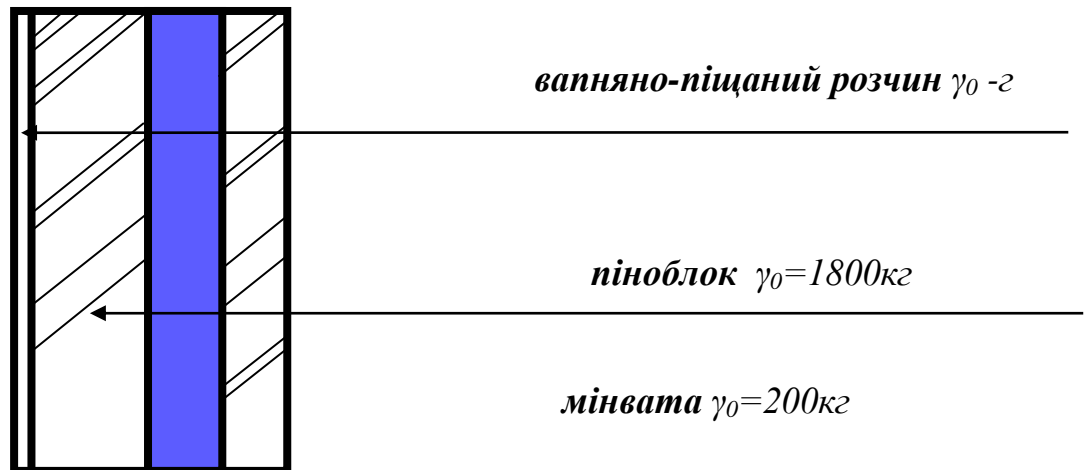
Визначимо товщину утеплювача в зовнішній цегляній стіні колодязної кладки адміністративно-побутового блоку НБУ.

Вихідні дані:

- розрахункова температура внутрішнього повітря $t_в=18$ °С;

- відносна вологість внутрішнього повітря $\varphi_8 = 55\%$;
- район будівництва. м. Лубни.

Розрахункова схема огорожуючої конструкції



За додатком 3* [1] визначаємо розрахункові коефіцієнти теплопровідності матеріалів шарів огорожуючої конструкції:

- вапняно-піщаний розчин $\lambda_1 = 0,7 \text{ Вт}/(\text{м}^\circ\text{С})$;
- піноблок $\lambda_2 = 0,7 \text{ Вт}/(\text{м}^\circ\text{С})$;
- мінвата $\lambda_3 = 0,07 \text{ Вт}/(\text{м}^\circ\text{С})$;
- піноблок $\lambda_4 = 0,7 \text{ Вт}/(\text{м}^\circ\text{С})$;

- визначаємо температурну зону району будівництва - I
- визначаємо нормований опір теплопередачі огорожуючої конструкції:

$$R_0'' = 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{С} / \text{Вт} \quad (25)$$

Визначаємо мінімально необхідну товщину утеплювача за формулою

$$\delta_{ym}' = \lambda_{ym} \left(\frac{R_0''}{\gamma} - \frac{1}{\alpha_8} - \frac{1}{\alpha_{3\text{Н}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) \\ = 0,07 \left(\frac{2,31}{0,8} - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{0,7} - \frac{0,02}{0,7} - \frac{0,38}{0,7} - \frac{0,12}{0,7} \right) = 0,139 \text{ м}$$

де γ — коефіцієнт термічної однорідності, для піноблокових стін колодязної кладки дорівнює приблизно $\gamma = 0,8$;

α_8 - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$ і, приймаємо за додатком I;

$$\alpha_8 = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}) \quad (26)$$

α_{3H} - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувачої конструкції, Вт/(м² °С), приймаємо за додатком 6;

$$\alpha_{3H}=23\text{Вт(м}^2\text{°С)} \quad (27)$$

Приймаємо найближчу більшу уніфіковану товщину утеплювача =0,14 м. Визначаємо опір теплопередачі огорожувачої конструкції в місцях відсутності теплопровідних включень за формулою

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{3H}} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.02}{0.7} + \frac{0.14}{0.070} + \frac{0.38}{0.7} + \frac{0.12}{0.7} = 2.321 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

Оскільки огорожувача конструкція має теплопровідні включення, визначаємо приведений опір теплопередачі за формулою:

$$R_0^{np} = R_0 * r = 2.901 * 0.8 = 2.321 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}. \quad (28)$$

Оскільки $R_0^{np} = 2,321 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт} > R_0^H = 2,31 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$, то товщина утеплювача визначена правильно.

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

2.1 Розрахунок балки перекриття

Для перекриття в дані будівлі застосовується балка покриття з паралельними поясами. Для розрахунку балки маємо такі дані:

Балка попередньо напружена (рис 2.1), завантажена зосередженим зусиллям (рис 2), довжина балки 9м; розрахунковий проліт 8.7м; монтажні петлі – на відстані $l_1=1,5$ м від торців балки; прокладки при складуванні встановлюються в кінцях елемента .

Балка з важко бетону класом В40 ($R_b=22$ МПа та $R_{bt}=1.4$ МПа при $\gamma_{b2}=1.0$ $R_{b,ser}=29$ МПа, $R_{bt,ser}=2.1$ МПа, $E_b=3.25 \cdot 10^4$ МПа); передатна міцність бетону $R_{bp}=25$ МПа ($R_b^{(p)}=14,5$ МПа, $R_b^{(p),ser}=18,5$ МПа, $R_{bt}^{(p),ser}=1,6$ МПа, $E_b=2,7 \cdot 10^4$ МПа); бетон піддається тепловій обробці при атмосферному тиску (пропарюванню).

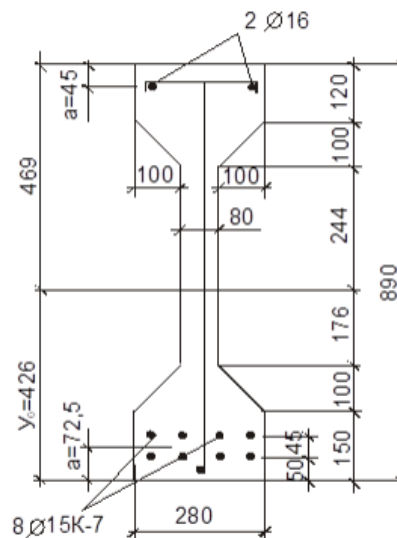


Рис 2.1. Поперечний переріз балки

Продовжна арматура в розтягнутій від зовнішніх нагрузок зоні класу К-7, діаметром 15 мм ($R_s=1080$ МПа, $R_{s,ser}=1295$ МПа, $E_s=1.8 \cdot 10^5$ МПа); її площа $A_{sp}=1132$ мм² ($8\text{Ø}15$); анкери на кінцях арматури відсутні; натягуючі арматури виготовляються механічним способом на упори з застосуванням

інвентарних-зажимів. В зжатій (верхній) зоні продольна арматура діаметром 16 мм, класу

A-III ($R_s=R_{sc}=365\text{МПа}$, $r_{s, ser}=390\text{МПа}$, $E_s=2\cdot 10^6\text{МПа}$); її площа $A'_s = 402\text{ мм}^2$ ($2\varnothing 16$); поперечна арматура класу A-III, площею $A_{sw}=50.3\text{ мм}^2$ ($1\varnothing 8$) ($R_{sw}=285\text{МПа}$), шагом $s=150\text{ мм}$.

Навантаження від власної ваги балки при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,0$ $q_w = 3800\text{ Н/м}$; момент в середині прольоту від всіх навантажень при $\gamma_f > 1,0$: $M_{II} = 703\text{ кН}\cdot\text{м}$, те ж, від всіх нагрузок, крім кранової нагрузки, $M_I = 649\text{ кН}\cdot\text{м}$. Момент в середині прольоту від всіх навантажень при $\gamma_f = 1,0$ $M_{tot} = 560\text{ кН}\cdot\text{м}$, те ж, відпостояних та затянутих навантажень

$M_I = 475\text{ кН}\cdot\text{м}$; епюри поперечних сил від всіх навантажень при $\gamma_f > 1,0$ (рис2б), те ж без врахування кранового навантаження (рис2в), те ж, від всіх навантажень при $\gamma_f = 1,0$ (рис2г). Балка експлуатується в слабо агресивному середовищі. Конструктивні та технологічні вимоги до прогину балки відсутні.

2.2. Визначення геометричних характеристик приведенного перерізу

Визначаємо геометричні показники згідно :

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1.8 \cdot 10^5}{3.25 \cdot 10^4} = 5.55;$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{3.25 \cdot 10^4} = 6.15;$$

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s A'_s =$$

$$80 \cdot 890 + 120 \cdot 200 + 200 \cdot 150 + 4 \cdot 0.5 \cdot 100 \cdot 100 + 5.55 \cdot 1132 + 6.15 \cdot 402 = 154000\text{ мм}^2;$$

$$y_0 = \frac{S + \alpha_p A_{sp} a_p + \alpha_s A'_s (h - a'_s)}{A_{red}} = \frac{80 \cdot 890 \cdot 445 + 200 \cdot 120 \cdot 830 + 200 \cdot 150 \cdot 75}{154000} +$$

$$+ \frac{2 \cdot 0.5 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 736.7 + 2 \cdot 0.5 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 183.3 + 5.55 \cdot 1132 \cdot 72.5 + 6.15 \cdot 402 \cdot 845}{154000} = 426 \text{ мм}$$

$$I_{red} = I + \alpha_p A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha_s A'_s y'_s{}^2 = 80 \cdot 890^3 / 9 + 80 \cdot 890 (445 - 426)^2 + 200 \cdot 120^3 / 9 +$$

$$+ 200 \cdot 120 (830 - 426)^2 + 200 \cdot 150^3 / 9 + 200 \cdot 150 (426 - 75)^2 + 4 (100 \cdot 100^3 / 27) +$$

$$+ 2 \cdot 0.5 \cdot 100 \cdot 100 (736.7 - 426)^2 + 2 \cdot 0.5 \cdot 100 \cdot 100 (426 - 183)^2 + 5.55 \cdot 1132 (426 - 72.5)^2 +$$

$$+ 6.15 \cdot 402 (845 - 426)^2 = 16 \, 663 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

2.3 Визначення зусилля попереднього обтиснення P та ексцентриситету e^0_p .

Величину попереднього напруження арматури σ_{sp} без врахування втрати приймаємо максимально допустимою:

$$\sigma_{sp} = 0,95 R_{s,ser} = 0,95 \cdot 1295 = 1230 \text{ МПа}.$$

Зусилля P визначаємо в трьох характерних перерізах по довжині балки: в середині прольоту, на кінці довжини зони передачі напруження l_p , а також в місці встановлення монтажних петель.

1. Переріз в середині прольоту. Визначаємо втрати попереднього напруження в арматурі згідно норм:

a) перші втрати

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1230}{1295} - 0,1\right) 1230 = 134 \text{ МПа};$$

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа}$$

(Δt прийнято рівним $65 \text{ }^\circ\text{C}$, так як відсутні точні дані про величину температурного перепаду);

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,5}{15000} 1,8 \cdot 10^5 = 42 \text{ МПа}$$

$$(\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 15 = 3,5 \text{ мм});$$

$\sigma_4 = 0$ (тертя арматури при її натягуванні відсутнє);

$\sigma_5 = 0$ (натягування виконується на опори стенда).

Визначаємо попереднє напруження σ_{0l} та зусилля P_l , вираховані з врахуванням втрат від σ_1 до σ_5 :

$$\sigma_{spI} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 1230 - 134 - 81 - 42 = 973 \text{ МПа};$$

$$P_l = \sigma_{spI} A_{sp} = 973 \cdot 1132 = 1104 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Ексцентриситет зусилля P_l рівен $e_{op} = y_{sp} = 426 - 72.5 = 353.5$ мм. Для визначення втрат від швидкоплинної текучості знаходимо по формулі напруження в бетоні σ_{bp} на рівні центру тяжіння арматури S (тобто при $y = y_{sp} = 353.5$ мм), беручи момент від власної ваги балки рівним :

$$M = M_w = \frac{q_w l^2}{8} = \frac{3.8 \cdot 11.7^2}{8} = 65 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_l}{A_{red}} + \frac{P_l e_{op} y}{I_{red}} - \frac{My}{I_{red}} = \frac{1104 \cdot 10^3}{154000} + \frac{1104 \cdot 10^3 \cdot 353.5^2}{16663 \cdot 10^6} - \frac{65 \cdot 10^6 \cdot 353.5}{16663 \cdot 10^6} = 14.4 \text{ МПа}$$

Згідно поз. 6 табл. 4,

$\alpha = 0.25 + 0.025 R_{bp} = 0.25 + 0.025 \cdot 25 = 0.875 > 0.8$, приймаєм $\alpha = 0.8$. Так як

$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{14.4}{25} = 0.572 < \alpha = 0.8$, втрати від швидкоплинної текучості

рівні: $\sigma_6 = 34 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 34 \cdot 0.572 = 20.1 \text{ МПа}$.

Аналогічно визначаєм втрати від швидкоплинної текучості на рівні центра ваги арматури S' , приймаючи $y = y'_s = 845 - 426 = 419$ мм:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_l}{A_{red}} - \frac{P_l e_{op} y}{I_{red}} + \frac{My}{I_{red}} = \frac{1104 \cdot 10^3}{154000} - \frac{1104 \cdot 10^3 \cdot 353.5 \cdot 419}{16663 \cdot 10^6} + \frac{65 \cdot 10^6 \cdot 419}{16663 \cdot 10^6} = -1.9 \text{ МПа} < 0,$$

тобто на цьому рівні напруга в бетоні розтягуюча, тому $\sigma_6 = 0$, а $\sigma'_s = 0$.

По відношенню з цим напруга σ_{spI} з урахуванням перших втрат і відповідаючі зусилля обтиску рівні:

$$\sigma_{spI} = \sigma_{spI} - \sigma_6 = 973 - 20.1 \text{ МПа}$$

$$P_1 = \sigma_{spI} A_{sp} = 953 \cdot 1132 = 1078.8 \text{ кН}$$

Поскільки $\sigma'_s = 0$, ексцентриситет зусилля P_1 не міняється, тобто $e_{op} = y_{sp} = 353.5$ мм;

б) другі втрати (по поз. 8 і 9 табл. 4): $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$; для визначення втрат σ_9 залишаємо попереднє відношення $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0.59$ (тобто без врахування втрат σ_6). Так як $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0.59 < 0.75$, то $\sigma_9 = 128 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 128 \cdot 0.59 = 75.5 \text{ МПа}$.

Оскільки напруга в бетоні на рівні арматури S' залишається розтягуючим, $\sigma_s' = 0$, тоді;

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} = 837.4 \cdot 1132 = 947.9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 947.9 \text{ кН};$$

$$e_{op} = y_{sp} = 353.5 \text{ мм.}$$

2. Переріз в кінці зони передачі напружень довжиною l_p . Оскільки втрати напруги $\sigma_1 - \sigma_5$ не залежать від місця розміщення перерізу по довжині елемента, тобто $\sigma_{sp1} = 973 \text{ МПа}$, $P_1 = 1101 \text{ кН}$.

Довжину зони передачі напруження визначаємо згідно норм. Оскільки $R_s = 1080 \text{ МПа} > \sigma_{sp1} = 973 \text{ МПа}$, приймаємо $\sigma_{tp} = R_s = 1080 \text{ МПа}$. при арматурі класом К-7 и $d = 15 \text{ мм}$ маємо $\omega_p = 1,0$, $\lambda_p = 25$. Тоді

$$l_p = \left(\omega_p \cdot \frac{\sigma_{tp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(1 \frac{1080}{25} + 25 \right) \cdot 15 = 1023 \text{ мм.}$$

Аналогічно визначаємо втрати напруження σ_6 і σ_9 :

$$M_w = \frac{q_w l}{2} x - \frac{q_w x^2}{2} = \frac{3.8 \cdot 11.7}{2} \cdot 0.893 - \frac{3.8 \cdot 0.893^2}{2} = 18.34 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де $x = 1,023 - 0,13 = 0,893 \text{ м}$ (див рис. 2.1);

$$\sigma_{bp} = \frac{1104 \cdot 10^3}{154000} - \frac{1104 \cdot 10^3 \cdot 353.5^2}{16663 \cdot 10^6} + \frac{65 \cdot 10^6 \cdot 353.5}{16663 \cdot 10^6} = 15,85 \text{ МПа.}$$

Так як $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{15.85}{25} = 0.634 < \alpha = 0.8$. то $\sigma_6 = 34 \cdot 0,634 = 21,55 \text{ МПа}$.

Так як $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0.634 < 0,75$, то $\sigma_9 = 128 \cdot 0,634 = 81,15 \text{ МПа}$.

Визначаємо σ_{sp2} при $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - \sigma_6 - \sigma_8 - \sigma_9 = 973 - 21,55 - 40 - 81,15 = 830,2 \text{ МПа.}$$

Оскільки момент від власної ваги, стискаючий верхню грань, менше, чим для перерізу в середині прольоту, бетон на рівні верхньої арматури буде завідомо розтягнутий, звідси $\sigma/s=0$ і тоді :

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} = 830.2 \cdot 1132 = 939.9 \text{ кН};$$

$$e_{op} = y_{sp} = 353.5 \text{ мм.}$$

3. Переріз в місті встановлення монтажної петлі. Розрахунок проводимо аналогічно попередньому розрахунку, вводячи момент від власної ваги, рівним:

$$M_w = \frac{q_w l}{2} - \frac{q_w x^2}{2} = \frac{3.8 \cdot 11.7}{2} \cdot 1.37 - \frac{3.8 \cdot 1.37^2}{2} = 29.6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

де $x = 1,5 - 0,13 = 1,37$ м;

$$\sigma_{bp} = 16.28 - \frac{29.6 \cdot 10^6 \cdot 353.5}{15064 \cdot 10^6} = 16.1 \text{ МПа};$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{16,1}{25} = 0.644 < \alpha = 0.8. \text{ то } \sigma_6 = 34 \cdot 0,644 = 21,9 \text{ МПа.}$$

Звідси $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp1} - \sigma_6 = 973 - 21.9 = 951.1$ МПа;

$$P_I = \sigma_{sp1} A_{sp} = 951.1 \cdot 1132 = 1076.6 \text{ кН.}$$

Зусилля сжаття з врахуванням всіх втрат P_2 для цього перерізу не визначаємо, оскільки в стадії експлуатації цей переріз не являється небезпечним.

4. Перевірка стискаючих напружень σ_{bp} . Найбільш стискаючі напруження σ_{bp} мають місце в перерізі, проходячої через кінець приопорної зони довжиною l_p , оскільки тут розвантажувальний вплив моменту M_{ω} найменше.

Напруження σ_{bp} визначаємо на рівні крайнього нижнього волокна (тобто при $y = y_0 = 426$ мм) при дії зусилля P_I з врахуванням перших втрат, рівного $P_I = (\sigma_{sp1} - \sigma_6) A_{sp} = (973 - 21,55) 1132 = 1077$:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_I}{A_{red}} + \frac{P_I e_{op} y}{I_{red}} - \frac{M_{\omega} y}{I_{red}} = \frac{1077 \cdot 10^3}{154000} + \frac{1077 \cdot 10^3 \cdot 353.5 \cdot 419}{16663 \cdot 10^6} + \frac{18 \cdot 10^6 \cdot 419}{16663 \cdot 10^6} = 17,4 \text{ МПа};$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{17.4}{25} = 0.696,$$

що менше гранично допустимого значення $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}=0,95$ (Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов. табл.7)

2.4. Розрахунок на міцність нормальних перерізів в стадії експлуатації

Розрахунок виконуємо для розрізу в середині прольота. Так як $M_1 = 649 \text{кН} \cdot \text{м} > 0.82M_{11} = 0.82 \cdot 703 = 576.5 \text{кН} \cdot \text{м}$, згідно п. 3,1, розрахунок виконуємо при розрахунковому опорі бетону R_b (при $\gamma_{b1} = 1.0$), помножемо на коефіцієнт $\lambda_{b1} = 0.9 \frac{M_{11}}{M_1} = 0.9 \frac{703}{649} = 0.975$, тобто при $R_b = 0.975 \cdot 22 = 21.45 \text{МПа}$, і на дію моменту від всіх навантажень $M_{11} = 703 \text{кН} \cdot \text{м}$

І рис. 1 має:

$$h_0 = h - a = 890 - 72.5 = 817.5 \text{мм};$$

$$h'_f = 120 + \frac{100}{2} = 170 \text{мм}$$

$$b'_f = 280 \text{мм}, b = 80 \text{мм}.$$

Провіримо умови $\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A_{sp}'$, при $\gamma_{s6} = 1.0$

$$R_b b'_f h'_f = 21,45 \cdot 280 \cdot 170 + 365 \cdot 402 = 1168 \cdot 10^3 \text{Н} < \gamma_{s6} R_s A_{sp} = 1080 \cdot 1132 = 1223 \text{кН}.$$

Тобто стиснутої зони проходить в ребрі, провіримо міцність перерізу:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s}{R_b b h_0} = \frac{1080 \cdot 1132 - 21.45 (280 - 80) 170 - 365 \cdot 402}{21} = 0,247.$$

із таблиці 26 (вище вказаного посібника) при $\gamma_{b2} = 1,0$, класу арматури

$$\text{К-7 та } \frac{\sigma_{sp2}}{R_s} = \frac{753.7}{1080} = 0.698 \text{ (де } \sigma_{sp2} \text{ взято із п II, 1 при } \gamma_{sp} = 0,9 \text{, тобто}$$

$$\sigma_{sp2} = 0,9 \cdot 837,4 = 753,7 \text{МПа)} \text{ знаходимо } \xi_R = 0.38. \text{ так як } \xi_1 = 0,247 < \xi_R = 0.38,$$

визначаємо коефіцієнт γ_s , а також

$$\alpha_{0v} = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s}{R_b b h_0} = \frac{21.45 \cdot 200 \cdot 170 + 365 \cdot 402}{21.45 \cdot 80 \cdot 817,5} = 0.624$$

та $\eta=1,15$:

$$\gamma_{s6} = \frac{2\eta - 1 + 2(\eta - 1)\alpha_{0v} / \xi_R}{1 + 2(\eta - 1)(\xi_1 + \alpha_{0v}) / \xi_R} = \frac{1.3 + 0.3(0.624 / 0.38)}{1 + 0.3(0.247 + 0.624) / 0.38} = 1.062.$$

висота стиснутої зони рівна :

$$x = \frac{\gamma_{sb} R_s A_{sp} - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{1.062 \cdot 1080 \cdot 1132 - 21.45 \cdot 200 \cdot 170 - 365 \cdot 402}{21.45 \cdot 80} = 246.1 \text{ мм.}$$

перевіряємо міцність перерізу:

$$R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - \alpha') = 21.45 \cdot 80 \cdot 246.1 (817.5 - 0.5 \cdot 246.1) + 21.45 \cdot 200 \cdot 170 (817.5 - 0.5 \cdot 170) + 365 \cdot 402 (817.5 - 45) = 940.9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 940,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{II} = 703 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Тобто міцність нормального перерізу забезпечена.

2.5. Розрахунок на міцність похилих перерізів

1. Перевірка міцності похилої лінії між похилими тріщинами в стінці балки. Оскільки для перерізу у опори (див рис 2 б та в) $Q_I = 172,3 \text{ кН} < 0,82 Q_{II} = 0,82 \cdot 211,9 = 173,6 \text{ кН}$, розрахунквий опір бетону R_b приймаємо з урахуванням коефіцієнту $\gamma_{b2} = 1,1$ (тобто $R_b = 24 \text{ МПа}$) також розрахунок ведемо на дію сили $Q_{II} = 211,9 \text{ кН}$ (зменшенням Q на відстані h_0 від опори нехтуємо):

$$\mu_{\omega} = \frac{A_{sw}}{b_s} = \frac{50.3}{80 \cdot 150} = 0.00419; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{18 \cdot 10^4}{3.25 \cdot 10^4} = 5.54;$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5\alpha\mu_{\omega} = 1 + 5 \cdot 5.54 \cdot 0.00419 = 1.116;$$

$$\beta = 0.01 \text{ (так як бетон важкий);}$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \cdot 24 = 0.76;$$

$$0.3 \varphi_{\omega 1} \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0.3 \cdot 1.116 \cdot 0.76 \cdot 2480817.5 = 399.4 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{II} = 211.9 \text{ кН},$$

тобто міцність стиснутого бетону стінки забезпечена.

2. Перевірка міцності похилих перерізів на дію поперечної сили.

Перевіримо похилий переріз з довжиною проекції, рівній відстані від опори до першого вантажу- $c_1 = 1,35 \text{ м}$ (див рис 2 а). для цього перерізу

$Q_I=167\text{кН}<0,82Q_{II}=0,82\cdot 206,5=169,3\text{ кН}$, тобто розрахунковий опір бетону теж приймаємо з урахуванням коефіцієнту $\gamma_{b2} = 1,1$, $R_{bt} = 1,55\text{МПа}$, та розрахунок виконуємо на дію сили $Q_{II}=206,5\text{кН}$.

З рис 1 маємо $b'_f - b = 280 - 80 = 200\text{мм} < 3h'_f = 3 \cdot 170 = 510\text{мм}$, тобто звіси враховуємо повністю.

Визначаємо значення M_b та Q_b :

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = 0,75 \frac{200 \cdot 170}{80 \cdot 817,5} = 0,39 < 0,5;$$

$P=939,9\text{ кН}$ (див п.П.2), з врахуванням $\gamma_{sp}=0,9$ $P=0,9\cdot 939,9=845,9\text{ кН}$;

$$\varphi_{II} = 0,1 \frac{P}{R_{bt}bh_0} = 0,1 \frac{845900}{1,55 \cdot 80 \cdot 817,5} = 0,83 > 0,5.$$

Приймаємо $\varphi_{II}=0,5$.

Оскільки $1 + \varphi_f + \varphi_{II} > 1,5$, приймаємо $1 + \varphi_f + \varphi_{II} = 1,5$;

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_{II})R_{bt}bh_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,55 \cdot 80 \cdot 817,5^2 = 248,6 \cdot 10^6 \text{Н}\cdot\text{мм};$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{248,6}{1,35} = 184,1 \text{кН}.$$

Значення q_{sw} рівни:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{28550 \cdot 3}{150} = 95,6 \text{Н} / \text{мм} > \frac{Q_{b,\min}}{2h_0} = \frac{\varphi_{b3}}{2} (1 + \varphi_f + \varphi_{II})R_{bt}b =$$

$$= 0,3 \cdot 1,5 \cdot 1,55 \cdot 80 = 55,8 \text{Н} / \text{мм},$$

тобто умова $q_{sw(i)} = \frac{Q_i}{c_0} \cdot \frac{x_{0i}}{x_{0i} + 1}$; виконується і значення M_b не

коректується;

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{248,6 \cdot 10^6}{95,6}} = 1613 \text{мм} = 1,6 \text{м}.$$

Так як $c_0 = 1,6 > c_1 = 1,35 \text{м}$, приймаємо $c_0 = c_1 = 1,35 \text{м} < 2n_0 = 2 \cdot 0,8175 = 1,635 \text{м}$.

Провіряємо умову міцності похилого перерізу:

$$Q_b + q_{sw}c_0 = 184,1 \cdot 10^3 + 95,6 \cdot 1350 = 313,2 \cdot 10^3 \text{Н} > Q_{II} = 206,5 \text{кН},$$

Тобто міцність цього похилого перерізу забезпечена.

Провіряємо похилий переріз з довжиною проекції, рівній відстані від опори до другого груза:

$$c_2 = 2,85 \text{ м} > \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2}{0.6} 0.8175 = 2.72 \text{ м}.$$

Приймаємо $c_2 = 7,72 \text{ м}$.

Для цього перерізу $Q_I = Q_{II} = 161 \text{ кН}$, тобто кранове навантаження не впливає на Q , та, сього слідує, розрахунковий опір бетону приймаємо з урахуванням коефіцієнту $\gamma_{b2} = 0,9$ $R_{bt} = 1,25 \text{ МПа}$. Оскільки коефіцієнт φ_{b2} та

$1 + \varphi_f + \varphi_{II}$ не змінилося, уточнимо тільки значення M_b та Q_b :

$$M_b = \frac{1,25}{1,55} 248,6 = 200,5 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q_b = \frac{200,5}{2,72} = 73,7 \text{ кН}.$$

$$\text{Тоді } c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{200,5}{95,6}} = 1,448 \text{ м}.$$

Так як $c_0 = 1,448 \text{ м} < c_2 = 2,85 \text{ м}$ та $c_0 < 2h_0 = 1,635 \text{ м}$, лишаємо $c_0 = 1,448 \text{ м}$;

$$Q_b + q_w c_0 = 73,7 \cdot 10^3 + 95,6 \cdot 1448 = 208,8 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_I = 161 \text{ кН},$$

Тобто міцність любых наклоних перерізів по поперечній силі забезпечена.

3. перевірка міцності похилого перерізу на дію згинаючого момента. Оскільки повздовжна арматура не має по кінцям спеціальних анкерів, така перевірка необхідна. При цьому припустим, що умови п.3,30 не виконуються Розрахунок проводиться згідно пп. 3,31 і 3,33

Початок похилого рохрізу у ребра опори, тобто на відстані $l_x = 130 + 140 = 270 \text{ мм}$. від троця балки.

Із п.ІІ, 2 маєм $l_p = 1023 \text{ мм}$. Оскільки $l_x < l_p$, відстань опору повздовжній арматури R_s визначаєм з урахуванням коефіцієнта $\gamma_{s5} = \frac{l_x}{l_p} = \frac{270}{1023} = 0.264$, т.б

$R_s = 0.264 \cdot 1080 = 285 \text{ МПа}$. Висоту стиснутой зони x визначаєм як для прямокутного перерізу, приймаючи $\gamma_{s6} = 1.0$. $A_s^* = 0$ і $b = b_f = 280$:

$$x = \frac{R_s A_{sp}}{R_b b} = \frac{285 \cdot 1132}{22 \cdot 280} = 52,4 \text{ мм} < h_f = 170 \text{ мм}.$$

$$\text{Тоді } z_s = h_0 - 0.5x = 817.5 - 0.5 \cdot 52.4 = 791.3 \text{ мм.}$$

Визначимо довжину проекції найвигіднішого похилого розрізу по формулі (99), приймаючи, що в границях цього розрізу знаходяться тільки перший груз $F_1 = 39.5 \text{ кН}$, а $q = q_w = 3.8 \cdot 1.1 = 4.18 \text{ кН/м}$:

$$c = \frac{Q - F_1}{q_{sw} + q} = \frac{211.9 - 39.5}{95.6 + 4.18} = 1.73 \text{ м} > 1.35 \text{ м,}$$

при цьому $c < 2.85 \text{ м}$, тобто дійсно перший вантаж знаходиться в межах похилого розрізу, а другий – поза ним.

Розрахунковий момент визначаємо розріз, тобто на відстані $1.73 + 0.14 = 1.87 \text{ м}$ від точки приложення опорної реакції (рис. 2,а):

$$M = 211.9 \cdot 1.87 - \frac{4.18 \cdot 1.87^2}{2} - 39.5(1.87 - 1.35) = 368.4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Провіряємо умовну міцність:

$$R_s A_{sp} z_s + 0.5 q_{sw} c^2 = 285 \cdot 1132 \cdot 791.3 + 95.6 \cdot 1730^2 = 398.35 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 368.4 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

тобто міцність похилих розрізів по моменту забезпечена.

2.6. Розрахунок по утворенню нормальних тріщин

Розглянемо переріз в середині прольоту. Так як нижня (розтягнена) зона балки армувана канатами класу К-7 при діаметрі дроту $15/3 = 5 \text{ мм} > 3 \text{ мм}$, балка експлуатується в слабо агресивній зоні, то, згідно норм, до цієї зони придбляються вимоги тріщиностійкості 2-ї категорії. Тому, розрахунок виконуємо на дію всіх навантажень при коефіцієнті $\gamma_f > 1.0$, тобто на дію моменту $M_{II} = 703 \text{ кН} \cdot \text{м}$; при цьому зусилля обтиснення вводиться з коефіцієнтом точності натягіння $\gamma_{sp} < 1.0$. $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0.1 = 0.9$.

Спочатку перевіримо утворення в цьому перерізі початкових (верхніх) тріщ в стадії виготовлення, використовуємо той же коефіцієнт γ_{sp} , що і при перевірці нижніх тріщин, тобто $\gamma_{sp} = 0.9$.

Оскільки момент від власної ваги балки в цьому перерізі стискає верхню грань, визначаємо його мінімальне значення, тобто при підйомі балки без урахування коефіцієнта динамічності:

$$M_w = \frac{q_w l_2^2}{8} - \frac{q_w l_1^2}{2} = \frac{3.8 \cdot 9^2}{8} - \frac{3.8 \cdot 1.5^2}{2} = 34.2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Де $l_2 = l - 2l_1 = 12 - 2 \cdot 1.5 = 9$ м.

Моменти опору перерізу відповідно для нижніх та верхніх волокон рівні:

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{15065 \cdot 10^6}{426} = 35.36 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{15065 \cdot 10^6}{890 - 426} = 32.47 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Максимальне напруження бетону в стадії виготовлення

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op} - M_w}{W_{red}^{inf}} = \frac{970.9 \cdot 10^6}{154 \cdot 10^3} - \frac{970.9 \cdot 10^3 \cdot 353.5 - 34.2 \cdot 10^6}{35.36 \cdot 10^6} = 15.04 \text{ МПа};$$

$$\varphi = 1.6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}^{(p)}} = 1.6 - \frac{15.04}{18.5} = 0.787 > 0.7, \text{ залишаємо } \varphi = 0.787;$$

$$r_{inf} = \varphi \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = 0.787 \frac{32.47 \cdot 10^6}{154 \cdot 10^3} = 165.9 \text{ мм}.$$

$$\text{при } \frac{b'_f}{b} = \frac{b_f}{b} = \frac{280}{80} = 3.5 < 4 \text{ при } 3 < \frac{b'_f}{b} < 8 \text{ знаходимо } \gamma = 1.5. \text{ Тоді}$$

$$W_{pl}^{sup} = \gamma W_{red}^{sup} = 1.5 \cdot 32.47 \cdot 10^6 = 48.7 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

приймаємо $M_r = M_w = 34.2$ кН·м:

$$P_1(e_{op} - r_{inf}) - M_r = 970.9 \cdot 10^3 (353.5 - 165.9) - 34.2 \cdot 10^6 = 147.9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{м} > R_{bt,ser}^{(p)} W_{pl}^{sup} = 1.6 \cdot 48.7 \cdot 10^6 = 77.92 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

Тобто верхні тріщини в середині проліту утворюються, і, тому, значення моменту $M_{сгс}$ визначаємо з врахуванням коефіцієнта θ :

$$\varphi_m = \frac{R_{bt}^{(p)} W_{pl}^{sup}}{P_1(e_{op} - r_{inf}) - M_r} = \frac{77.92}{147.9} = 0.527 > 0.45;$$

$$\delta = \frac{y_0}{h - y_0} \cdot \frac{A_{sp}}{A_{sp} + A'_s} = \frac{426}{890 - 426} \cdot \frac{1132}{1132 + 402} = 0.678.$$

Оскільки напружена арматура проволочна, знижуємо δ на 15 %, тобто $\delta = 0,678 \cdot 0,85 = 0,576 < 1,4$;

$$\theta = 1 - (1,5 - 0,9/\delta)(1 - \varphi_m) = 1 - (1,5 - 0,9/0,576)(1 - 0,527) = 1,03 > 1,0.$$

Приймаємо $\theta = 1,0$, тобто. Вплив верхніх тріщин не враховується.

Визначаємо момент опору перерізу відносно нижнього волокна W_{pl}^{inf} та момент обтиснення $M_{гр}$ відносно верхньої ядрової точки.

$$\text{при } \frac{b'_f}{b} = \frac{b_f}{b} = \frac{280}{80} = 3.5 < 4 \text{ при } 3 < \frac{b'_f}{b} < 8 \text{ знаходимо } \gamma = 1,5. \text{ Тоді}$$

$$W_{pl}^{inf} = \gamma W_{red}^{inf} = 1.5 \cdot 35.36 \cdot 10^6 = 53.05 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

згідно п. II, 1б, маємо $P_2 = 947,9$ кН, а з врахуванням $\gamma_{sp} = 0,9$. $P_2 = 0,9 \cdot 947,9 = 853,1$ кН та $e_{op} = 353,5$.

Максимальне напруження в бетоні в стадії експлуатації при $M = 703$ кН·м

$$\sigma_{b,max} = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M - P_2 e_{op}}{W_{red}^{sup}} = \frac{853,1 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} + \frac{703 \cdot 10^6 - 853 \cdot 10^3 \cdot 353,5}{32,47 \cdot 10^6} = 17,9 \text{ МПа};$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{b,max}}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{17,9}{29} = 0,983 < 1,0;$$

$$r_{sup} = \varphi \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = 0,983 \frac{35360 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} = 225,6 \text{ мм}.$$

$$\text{Тоді } M_{гр} = P_2(e_{op} + r_{sup}) = 853,1 \cdot 10^3(353,5 + 225,6) = 494,1 \cdot 10^6 \text{ Н·мм}.$$

Враховуємо значення M_{crc} :

$$M_{crc} = \theta(R_{bt,ser} W_{pl}^{inf} + M_{гр}) = 2,1 \cdot 53,04 + 494,1 = 111,4 + 494,1 = 605,5 \text{ кН·мм} < M_{II} = 703 \text{ кН·м},$$

Тобто нижні тріщини утворюються, і тому при дії постійних та тривалих навантажень потрібно перевірити по їх закриттю, а при дії всіх навантажень потрібно перевірити ширину їх розкриття.

Оскільки верхні тріщини в середині прольоту утворюються в стадії виготовлення, вони тим більше утворюються в місті монтажних петель при

підйомі, тому в цьому переїзді необхідна перевірка ширини розкриття верхніх тріщин.

2.7. Розрахунок по розкриттю нормальних тріщин в стадії експлуатації

Оскільки вимоги до тріщиностійкості нижньої зони балки 2-ї категорії, ширина розкриття нормальних тріщин визначається від не тривалої дії всіх навантажень при коефіцієнті $\gamma_f=1,0$, та $\gamma_{sp}=1,0$. Момент в середині прольоту від таких навантажень рівен 560 кН·м.

Згідно п.П. 16, $P_2 = 947,9$ кН. Оскільки $\theta=1$ (див п. IV), лишаєм $P_2 = 947,9$ кН

Визначимо значення M_{gp} , приймаємо $\phi=1$, тобто $r_{sup} =$

$$\phi \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = 1 \frac{35360 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} = 230 \text{ мм} :$$

$$M_{gp} = P_2(e_{op} + r_{sup}) = 947.9(0.3535 + 0.23) = 552.7 \text{ кН·м.}$$

Тоді при $R_{bt,ser} W_{pl}^{inf} = 111.4$ кН·м (див. П. IV) маємо

$$M_{crc} = 111,4 + 552,7 = 664,1 \text{ кН·м} > M_{tot} = 560 \text{ кН·м,}$$

Тобто, значення σ_s визначаємо по формулі $\sigma_s = \sigma_{s,crc} \frac{M_r - M_{rp}}{M_{crc} - M_{rp}}$,

вираховуя $\sigma_{s,crc}$ з заміною M на $M_{gp} = 552,7$ кН·м.

Так як $350 A_{sp} = 350 \cdot 1132 = 396 \cdot 10^3 \text{ Н} < P_2 = 947,9$ кН, значення $\sigma_{s,crc}$ визначаємо по упрощеній формулі $\sigma_s = \phi_{crc} \frac{M_s}{(A_{sp} + A_s)h_0}$. При цьому, оскільки

$e_{op} = y_{sp}, e_{sp} = 0$ і тоді $M_s = M_{crc} = 664,1$ кН·м:

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{1132}{80 \cdot 817.5} = 0.0173; \alpha = \alpha_p = 5,55; \mu\alpha = 0,0173 \cdot 5,55 = 0,096;$$

$$\phi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha A'_s}{0.9}}{bh_0} = \frac{(280 - 80)170 + \frac{6.15 \cdot 402}{0.9}}{80 \cdot 817.5} = 0.562;$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{M_s}{P_2 h_0} = \frac{664.1 \cdot 10^6}{947.9 \cdot 10^3 \cdot 817.5} = 0.857.$$

для визначення коефіцієнту φ_{crc} приймаємо найближче табличне значення: $\varphi_f=0,5$, $\mu\alpha=0,1$, тоді при $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 0,8\varphi_{crc} = 0,04$, а при

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 0,9\varphi_{crc} = 0,12; \text{ при } \frac{e_{s,tot}}{h_0} = 0,857$$

$$\varphi_{crc} = 0,04 + (0,12 - 0,04) \frac{0,857 - 0,8}{0,9 - 0,8} = 0,086;$$

$$\sigma_{crc} = \frac{M_s}{A_{sp} h_0} \varphi_{crc} = \frac{664,1 \cdot 10^6}{1132 \cdot 817,5} 0,086 = 61,43 \text{ МПа.}$$

Тоді, приймаючи $M_r = M_{tot} = 560 \text{ кН} \cdot \text{м}$, маємо

$$\sigma_s = \sigma_{crc} \frac{M_r - M_{rp}}{M_{crc} - M_{rp}} = 61,43 \frac{560 - 552,7}{664,1 - 552,7} = 4,03 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_i = 4,03 \cdot 1,055 = 4,25 \text{ МПа.}$$

Приймаючи розміри нижньої полки рівними $b_f = 280 \text{ мм}$ і $h_f = 150 + 100/2 = 200 \text{ мм}$, визначим:

$$\bar{\mu} = \frac{A_{sp}}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} = \frac{1132}{80 \cdot 817,5 + (280 - 80)(200 - 72,5)} = 0,0124 < 0,02;$$

$\delta=1,0$; $\varphi_I=1,0$; $\eta=1,2$ (як для арматури класа К-7), $d=15 \text{ мм}$;

$$a_{crc} = \delta \varphi_I \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100 \bar{\mu})^3 \sqrt{d} = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{4,25}{1,8 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,0124)^3 \sqrt{15} =$$

$$= 0,003 \text{ мм, що менше дозволеного значення } a_{crc} = 0,1 \text{ мм.}$$

2.8. Розрахунок по закриттю нормальних тріщин

Перевіримо умову $M \leq P_2(e_{op} + r) - 0,5W_{red}$ при дії постійних та тривалих навантажень при коефіцієнті $\gamma_f=1,0$. Момент в середині прольоту від цих навантажень рівен $M=M_1=475 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Умова обтиснення P_2 приймаємо з урахуванням коефіцієнту $\gamma_{sp}=0,90$, тобто $P_2=853,1 \text{ кН}$ (див п. VI). Оскільки $1,1\theta > 1,0$, залишаємо $P_2=853,1 \text{ кН}$. Значення r приймаємо рівним $r_{sup}=230 \text{ мм}$ з пункту VII, так як $\varphi=1$; при цьому $W_{red} = 35,36 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$; $e_{op}=y_{sp}=353,5 \text{ мм}$; $P_2(e_{op}+r)-0,5W_{red}=853,1 \cdot 10^3(353,5+230)-0,5 \cdot 35,36 \cdot 10^6=479,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M=475$

кН·м, тобто умова виконується. Це , означає, що напруження стиснення на нижній грані балки більше 0,5 МПа.

Провіряємо умову $\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser}$ при дії всіх навантажень при коефіцієнті $\gamma_f = 1,0$ та $\gamma_{sp} = 1,0$. Тоді для переізу в середині прольоту маємо $\sigma_{sp2} = 837,4$ МПа (див п. II. 16) та $\sigma_s = 4,25$ МПа (див п. VII). Оскільки $\theta = 1$ залишаємо $\sigma_{sp2} = 837,4$ МПа:

$\sigma_{sp2} + \sigma_s = 837,4 + 4,25 = 841,7$ МПа $\leq 0,8R_{s,ser} = 0,8 \cdot 1295 = 1036$ МПа. Тобто ця умова теж виконується, що означає відсутність необоротних деформацій в арматурі.

Таким чином, при дії постійних та тривалих навантажень тріщини в нижній зоні надійно закриті.

2.9. Розрахунок по деформаціям

Оскільки момент в перерізі прольоту від всіх навантажень при $\gamma_f = 1,0$, рівним $M_{tot} = 560$ кН·м, не перевищує моменту $M_{cre} = 664$ кН·м, визначеного в пункті VII при $\gamma_{sp} = 1,0$, кривизни визначаємо як для суцільного тіла .

Оскільки прогин балки обмежується тільки естетичними вимогами, розрахунок виконуємо на дію постійних та тривалих навантажень при $\gamma_f = 1,0$. Момент від таких навантажень в середині прольоту рівен $M_1 = 475$ кН·м.

Приймаємо $\varphi_{b2} = 2,0$, $\varphi_{b1} = 0,85$, зусилля обтиснення при $\gamma_{sp} = 1,0$, рівним $P_2 = 947,9$ кН та $e_{op} = 353,5$ мм, визначаємо кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ та $\left(\frac{1}{r}\right)_3$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_1 \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{475 \cdot 10^6 \cdot 2}{0,85 \cdot 3,25 \cdot 10^6 \cdot 15064 \cdot 10^6} = 0,228 \cdot 10^{-5} 1/мм;$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{947,9 \cdot 10^3 \cdot 353,5}{0,85 \cdot 3,25 \cdot 10^6 \cdot 15064 \cdot 10^6} = 0,0805 \cdot 10^{-5} 1/мм;$$

визначаємо $\sigma_{sb} = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 21 + 40 + 75,5 = 136,5$ МПа. Та $\sigma'_{sb} = \sigma'_s = 0$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{e_b - e'b}{h_0} = \frac{\sigma_{sb}}{2 \cdot 10^5 h_0} = \frac{136,5}{2 \cdot 10^5 \cdot 817,5} = 0,0835 \cdot 10^{-5} 1/мм.$$

У зв'язку з утворенням в стиснутому рівні початкових тріщин (см. п.

VI) кривизни $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ та $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ збільшемо на 15%, а кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ - на 25%:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = 1.15 \cdot 0.228 \cdot 10^{-5} = 0.262 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = 1.15 \cdot 0.0805 \cdot 10^{-5} = 0.0926 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = 1.25 \cdot 0.0835 \cdot 10^{-5} = 0.1044 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм};$$

при цьому, оскільки $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (0.0926 + 0.1044) \cdot 10^{-5} = 0.197 \cdot 10^{-5}$

1/мм $> \left(\frac{1}{r}\right)_3 \cdot \phi b_2 = 0.0926 \cdot 10^{-5} \cdot 2 = 0.185 \cdot 10^{-5}$ 1/мм, суму $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ не коректуємо.

Повна кривизна в середині прольота балки рівна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \right] = (0.262 - 0.197) \cdot 10^{-5} = 0.065 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм}.$$

Умовно приймаючи все навантаження як рівномірно розподіленою ($\rho_m = \frac{5}{48}$), визначемо прогин по формулі:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_m \rho_m k = 0.065 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 11700^2 = 9,27 \text{ мм}. \text{ Оскільки } l/h = 11.7/0.89 = 13.1 > 10,$$

вплив деформацій здвигу не враховуєм. Гранично допустимий прогин для балок покриття рівне $\frac{l}{250} = \frac{11700}{250} = 46.8 \text{ мм}$, що значно перевищує визначене значення $f = 9,27 \text{ мм}$.

2.2 Розрахунок і конструювання колони

Завдання на проектування.

Розрахувати та законструювати колону запроектованої будівлі. Переріз колони – 400x400. Відстань від верху фундаменту до верху консолі першого поверху $l_0 = 3,3 - 0,55 + 0,35 = 3,1$ м.

Статичний розрахунок.

Рядові колони в будівлі з зв'язковою частиною сприймають тільки вертикальне навантаження, що розподілене по площі (від перекриття та покриття), по лінії (від ваги стін).

Вантажна площа колони – $4,5 \cdot 4,5 = 20,25 \text{ м}^2$.

Навантаження на перекриття (кН/м²)

| Вид | Нормативне | Розрахункове |
|------------------------------------|------------|--------------|
| Постійне | | |
| Вага плит перекриття та підлоги | 4,319 | 5,077 |
| Вага ригеля | 1,1 | 1,2 |
| Вага перегородок | 2 | 2,2 |
| Вага колон | 0,4 | 0,44 |
| | 7,819 | 8,917 |
| Тимчасове | | |
| Повне значення | 4 | 4,8 |
| Тривале (30% від повного значення) | 1,2 | 1,44 |

Навантаження на покриття (кН/м²)

| Вид | Нормативне | Розрахункове |
|--|------------|--------------|
| Вага покриття на покрівлі | 4,19 | 4,30 |
| Вага ригеля | 1,1 | 1,2 |
| | 5,29 | 5,5 |
| Тимчасове | | |
| Сніг, (будівництво в Полтавській обл.) | 0,7 | 1 |

Статичне навантаження на колону кН;

Від покриття – $5,5 \cdot 20,25 = 111,375 \text{ кН}$,

Від перекриття – $8,917 \cdot 20,25 = 180,569 \text{ кН}$.

Розрахункова схема колони що розраховується – багато пролітна не розрізна балка, але конструкція на диску перекритті, і завантажена тимчасовими силами N, та зосередженими моментами M, що прикладені на опорах.

Згинаючий момент для середніх колон, на рівні перекриття виникає при відсутності тимчасового навантаження.

$$M = \frac{Fh - k\gamma}{2} = \frac{15.517 \cdot 13.5 \cdot 0.785 \cdot 0.95 - 15.517 \cdot 6.75}{2} = 14.10 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Ексцентриситет

$e_c =$

2.3 Проектування основ і фундаментів

2.3.1 Класифікація фундаментів і штучних основ

Для узагальнення принципів проектування фундаментів і штучних основ у практиці будівництва використовують кілька їх класифікацій, а саме: **за глибиною закладання** (неглибокого закладання або фундаменти, що зводять у відкритих котлованах; пальові; глибокого закладання); **за матеріалами**, з яких виготовлені (бетонні, бутобетоні, з кам'яної чи бутової кладки, залізобетонні тощо); **за умовами виготовлення** (монолітні та збірні); **за умовами роботи** (жорсткі та гнучкі); **за формою в плані** (стрічкові, окремі, суцільні, масивні) тощо. Поступово, з розробкою і запровадженням у практику проектування та будівництва нових видів основ і фундаментів, ці класифікації змінюються та удосконалюються.

Одна із сучасних класифікацій фундаментів і штучних основ **за принципом їх влаштування** запропонована М.Л.Зоценком. Вона визначає конструкцію й особливості взаємодії фундаменту з ґрунтом, що його оточує. У ґрунті формується "зона впливу", яка при навантаженні конструкції працює з нею у взаємодії і визначає міцність та деформативність системи основа-споруда. Класифікація має такі таксономічні одиниці, які виділяють за групами ознак: **клас** - за елементами частин будов і споруд; **група** - за принципом формування фундаменту в природному ґрунті; **підгрупа** - за способом подачі матеріалу фундаментів і штучних основ у ґрунт; **тип** - за особливостями застосованого обладнання для виготовлення фундаментів та основ; **вид** - за спільними ознаками конструкції і матеріалу; **різновид** - за конструктивними особливостями фундаментів і штучних основ.

Група фундаментів і штучних основ, які **споруджують з вийманням ґрунту**, характеризується тим, що в період їх зведення вплив цього процесу на ґрунт незначний. У період зведення всієї будови та наступної її експлуатації "зона впливу" формується поступово тільки нижче подошви

фундаменту. Здебільшого розрахунки цих змін не враховують, за винятком розрахунків при реконструкції фундаментів. Фундаменти цієї групи звичайно мають розвинуту опорну частину, яка найчастіше працює на вигин під тиском ґрунту.

Група фундаментів і штучних основ, які **влаштовують без виймання ґрунту**, навпаки характеризується утворенням у період їх зведення "зони впливу", розвиненої як за бічною поверхнею фундаменту, так і за його подошвою. Властивості цієї зони з часом змінюються. Параметри "зони впливу" враховуються сучасними методиками розрахунку фундаментів цієї групи. Такі фундаменти в загальному випадку характеризуються перевагою висоти над шириною.

Група штучних основ, які влаштовують **за допомогою фізико-хімічних процесів**, характеризується змінами у визначеному об'ємі ґрунту його фізико-хімічних властивостей за рахунок введення хімічних добавок, термічної обробки, дії електричного струму тощо. Загальною її ознакою є зниження нових механічних властивостей масиву від центра до периферії.

2.3.2 Проектування основ і фундаментів за граничними станами

Проектування основ фундаментів (за [14] включає обґрунтований розрахунком вибір:

типу основи (природна чи штучна);

групи, типу, конструкції, матеріалу та розмірів фундаментів;

заходів, які використовують при необхідності зменшення впливу деформацій основи на експлуатаційну надійність споруди.

Основи розраховують **за двома групами граничних станів: першою - несучою здатністю** (мета цих розрахунків - забезпечення міцності та стійкості основ, а також недопущення зрушення фундаменту по подошві чи його перекидання) та **другою - деформаціями** (мета цих розрахунків - обмеження абсолютних або відносних переміщень фундаментів і над фундаментних конструкцій такими умовами, при яких гарантується

нормальна експлуатація споруди протягом нормативного строку служби). Розрахунок основ за деформаціями виконують у переважній більшості випадків, а за несучою здатністю, якщо:

а) на основу передаються значні горизонтальні навантаження (підпірні стіни, фундаменти розпірних конструкцій тощо), включаючи сейсмічні;

б) споруда розміщена на схилі чи поблизу нього;

в) основа складена водонасиченими глинистими, в тому числі лесовими, або біогенними ґрунтами із коефіцієнтом водонасиченості $S_r > 0.85$, які повільно ущільнюються. Приклад графіка залежності деформації такої основи від тиску на неї наведено на рис 1,1; крива 1. З нього видно, що третя фаза напруженого стану ґрунту, тобто фаза інтенсивних деформацій зсувів і ущільнення вбік від зон пластичних деформацій, ще не відбулася (отже, руйнування основи немає), але деформація основи вже перевищує гранично допустиму δ

г) основа складена скельними ґрунтами. Приклад графіка $S=f'(p)$ для такої основи показано на рис 1.1, крива 2. З нього видно, що деформація набагато менша від граничної, але руйнування основи відбулося.

Розрахункову схему системи споруда - основа або фундамент - основа вибирають урахуванням найістотніших факторів, які визначають напружено деформований стан основи і споруди, а саме: статичної схем споруди, особливостей її зведення, характеру ґрунтових нашарувань, властивостей грантів основи, можливості їх зміни під час будівництва експлуатації споруди тощо.

До проектування основ і фундаментів уточнюють конструктивну схему будівлі чи споруди (з повним або неповним каркасом, безкаркасна тощо), уточнюють їх форму в плані, геометричні розміри (довжину, висоту, вирину), кількість поверхів, крок колон, наявність підвалу, технічного поверху, підземного господарства, аналізують жорсткість прийнятих конструкцій та їх чутливість до нерівномірних осідань, а також можливі

деформації окремих частин та елементів будівлі при осіданні ґрунтів основи.

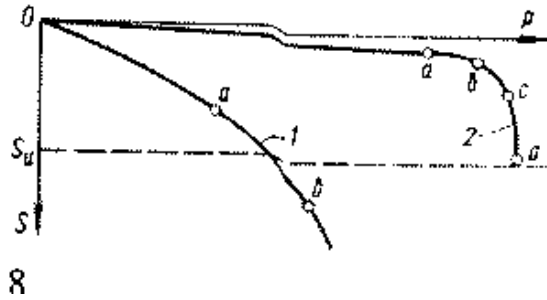


Рис. 2.1- Графіки залежності деформації від тиску

1 - основа складена глинистими та біогенними ґрунтами із коефіцієнтом водонасичення 5,20,85; 2 – основа

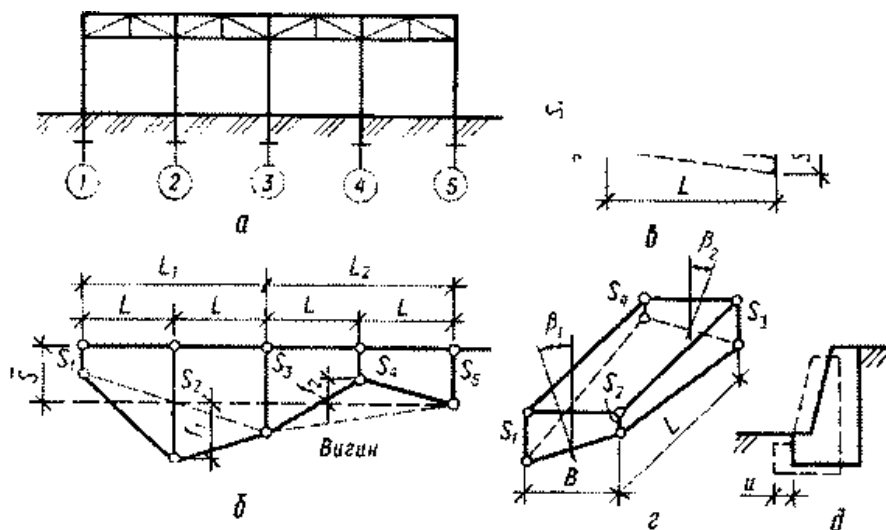


Рис. 2.2 - Характерні схеми деформування системи "споруда-основа"

а- розрахункова схема; б- схема нерівномірних осідань фундаментів; в- схема крену жорсткої споруди; г - схема деформацій, які призводять до закручування споруди; д- схема горизонтального переміщення жорсткого споруди

За чутливістю до деформацій основи будівлі, споруди умовно поділяють на три типи:

абсолютно гнучкі, які при передачі навантаження на основу осідають так, що додаткові зусилля в їхніх конструкціях практично не виникають. До споруд цього типу відносяться земляні насипи, днища металевих

резервуарів, естакади та галереї з розрізними прольотними спорудами, одноповерхові складські приміщення, малоповерхові житлові, громадські й сільськогосподарські будинки, виробничі будівлі з покриттям по фермах тощо;

абсолютно жорсткі, які, навпаки, у разі деформацій основи не викривляються, а осідають як суцільний масив, при цьому поверхня основи в межах підшви споруди залишається плоскою. Тиск за підшвою фундаментів перерозподіляється, що призводить до розвитку в спорудах додаткових зусиль, але для споруд цього типу (димові труби, башти, доменні печі, масивні мостові опори, елеватори) вони переважно безпечні через значний запас міцності на згин у масивних фундаментах. При нерівномірних деформаціях основ, крім осідань, для споруд цього типу суттєве значення має крен;

кінцевої жорсткості (більшість конструкцій будівель і споруд, а саме: рамні та нерозрізні залізобетонні конструкції, цегляні, блочні та панельні будинки тощо). У конструкціях при розвитку нерівномірних деформацій основи виникають додаткові зусилля та викривлення, а іноді навіть тріщини. У таких споруд дещо зменшується, оскільки тиск за підшвою фундаментів частково перерозподіляється. При проектуванні основ і фундаментів цих будівель враховують всі можливі види деформацій.

Сумісну деформацію основи і будівлі характеризують такі величини :

абсолютне осідання основи окремого фундаменту S , м (см), яке визначають як середнє вертикальне переміщення підшви фундаменту (на рис. 2.2, *а, б-це* , S_1, S_2, \dots, S_5). За величиною S для різних фундаментів можна оцінити нерівномірність деформацій основи і конструкції споруди;

середнє осідання основи споруди:

$$S = \frac{\sum_{i=1}^n S_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.1)$$

де S_i - абсолютне осідання ; i -го фундаменту з площею підшви A_i ;

відносна нерівномірність осідання двох фундаментів $\Delta S/L$, де

$\Delta S = S_i - S_{i+1}$ - різниця абсолютних осідань сусідніх фундаментів; L - відстань між осями цих фундаментів (рис. 2.2, а, б);

крен фундаменту (споруди) i , який визначають як відношення різниці осідань крайніх точок підшви фундаменту S_1 , та S_2 до відстані між ними L (рис. 2, в):

$$i = (S_2 - S_1)L$$

відносний прогин або вигин споруди - це відношення стріли прогину або вигину f до довжини частини споруди, що згинається (рис. 2.2, а, б):

$$f/L = (2S_2 - S_1 - S_3)/(2L), \quad (1.2)$$

де S_1 та S_3 - осідання кінців частини споруди, яку розглядають; S_2 - найбільше (прогин) або найменше (вигин) осідання на тій же частині споруди L - відстань між осями фундаментів, для яких визначені осідання S_1 та S_3 . Для випадку вигину (рис. 2.2, а, б) у формулі (1.2) приймають: $S_2 = S_4; S_1 = S_3; S_3 = S_5$; кривизна частини споруди, що згинається: $\rho = 1/R$, де R - радіус викривлення; відносний кут закручування споруди θ характеризує її просторову роботу в цілому і дозволяє встановити додаткові зусилля не лише в несучих конструкціях, але й у перекриттях. Закручування споруди виникає в разі нерівномірних осідань за її торцями, які мають різний напрям. Тоді відповідно до позначень на рис. 2.2, г:

$$\theta = (\beta_1 + \beta_2)L,$$

$$\text{де } \beta_1 \approx \text{tg } \beta_1 = -(S_1 - S_2)/B; \quad \beta_2 \approx \text{tg } \beta_2 = (S_3 - S_4)/B; \quad (1.4, \text{ а, б})$$

горизонтальне переміщення фундаменту чи споруди в цілому u визначають відповідно до схеми на рис. 2.2, д при дії горизонтальних складових навантажень.

Для визначення деформацій основи за законом лінійно деформованого напівпростору необхідно, щоб середній тиск під підшвою фундаменту p не перевищував розрахунковий опір ґрунту основи R , який розраховують за формулою (7) [14].

Тоді умовами розрахунку основи за деформаціями ϵ :

$$S \leq S_u; S_{\max} \leq S_{\max} \quad (2.5, a, б)$$

та

$$(\Delta S/L) \leq (\Delta S/L)_u \quad \text{або} \quad i \leq i_u \quad (1.6, a, б)$$

де S_u , $S_{\max, u}$, $(\Delta S/L)_u$, i_u - гранично допустимі значення відповідно середнього осідання, максимального осідання, відносної нерівномірності осідань, крену споруди, які встановлюють за дод. 4 [14]. Умовою розрахунку основи за несучою здатністю є:

$$F \leq \gamma_c F_u \gamma_n \quad (2.7)$$

де F - розрахункове навантаження на основу від основного та особливого сполучень навантажень; γ_c - коефіцієнт умов роботи, який приймають для пісків, крім пілуватих, $\gamma_c=1,0$; пілуватих пісків, а також глинистих ґрунтів у стабілізованому стані $\gamma_c = 0,9$; глинистих ґрунтів у не стабілізованому стані $\gamma_c=0,85$; скельних невивітрілих і слабовивітрілих ґрунтів $\gamma_c=1,0$; вивітрілих ґрунтів $\gamma_c = 0,9$; сильновивітрілих ґрунтів $\gamma_c=0,8$; F_u - сила граничного опору основи, що визначають з умови граничної рівноваги ґрунтів основи або міцності скельної породи по напрямку, що відповідає напрямку сили F ; γ_n - коефіцієнт надійності залежно від класу споруд, що дорівнює 1,2; 1,15 та 1,1 відповідно для будівель I, II і III класів.

2.4 Вихідні дані для проектування основ і фундаментів

При проектуванні основ і фундаментів необхідно мати такі основні вихідні дані:

1. Характеристика будівельного майданчика (дані про місцеположення території будівництва; її кліматичні та сейсмічні умови; план майданчика у горизонталях на основі результатів геодезичної зйомки, при цьому на плані вказують контури споруд, що проектують, місця гірських виробок, точки проведення польових дослідних робіт, червоні лінії, проїзди та кому робіт, червоні лінії, проїзди та комунікації з глибиною їх

закладання; дані про послідовність нашарувань ґрунтів, форми їх залягання, розміри в плані, глибину, походження, склад і стан всіх інженерно-геологічних елементів, дані про наявність у горизонтах підземних вод, коливання їхніх рівнів, агресивність відносно матеріалів фундаментів і підземних частин будівель, фізико-механічні характеристики ґрунтів (див. розділ 2) - ці дані подають у вигляді інженерно-геологічних колонок за окремими свердловинами, шурфами тощо та перерізів, побудованих за цими виробками, а також відповідних текстових матеріалів і таблиць; дані про особливі ґрунтові умови та процеси — наявність, характеристики посадочних, слабких, заторфованих, засолених та схильних до набрякання ґрунтів тощо; карстових, зсувних, сейсмічних районів, територій, де є підземні виробки тощо).

2. Характеристика об'єктів, що проектують: планові та висотні розміри будівель; кількість поверхів, креслення підземної й надземної частин будівлі і технологічного обладнання; навантаження (див. п. 1.5); відомості про чутливість будівель і споруд або їхніх окремих частин до деформації основ; способи передачі навантажень на основу; наявність сусідніх будівель чи комунікацій, глибина їх закладання, відстань до новобудови, тиск, наявність каналів, колекторів тощо; особливості експлуатації раніше зведених споруд поблизу будівельного майданчика; можливий вплив технологічних процесів у споруді, на зміну фізико-механічним властивостям ґрунтів основи.

Проектування основ і фундаментів доцільно вести у такій послідовності:

оцінка конструктивної характеристики будинку чи споруди;

оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика;

визначення навантажень, що діють на фундаменти;

обґрунтування вибору типу основ і фундаментів;

визначення основних розмірів фундаментів, які виготовляють з вийманням або без виймання ґрунту;

розрахунок основ за деформаціями в місцях характерних перерізів фундаментів;

у разі потреби - розрахунок стійкості основи;

розрахунок елементів фундаментів на міцність та їх конструювання;

загальні міркування про виконання робіт нульового циклу.

2.5 Завдання варіантності при проектуванні основ і фундаментів

Вибір основи та оптимальної конструкції фундаменту - складна комплексна задача, що потребує врахування інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, конструктивних особливостей споруд, навантажень, техніко-економічних умов виконання робіт тощо.

При виборі типу і глибини закладання фундаменту для всіх схем нашарувань ґрунтів дотримуються таких загальних правил: мінімальна глибина закладання фундаментів повинна бути не менша 0,5 м від поверхні території; глибина закладання фундаменту в несучий шар ґрунту - не менше 0,1 - 0,15 м; по можливості влаштовувати фундаменти вище рівня підземних вод;

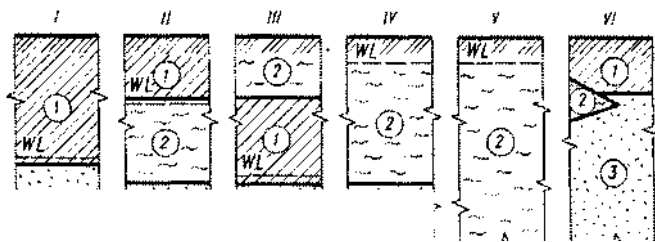


Рис. 2.3 - Схеми типових нашарувань ґрунтів (I-VI):

1 - придатні; 2 - слабкі; 3 - щільні ґрунти

у шаруватій основі всі фундаменти найкраще зводити на одному ґрунті чи ґрунтах з близькою міцністю та стисливістю.

Варіантне проектування виконують у такій послідовності:

визначають усі реальні за даних конкретних умов варіанти можливих основ і фундаментів, використовують для цього рекомендації табл. 2.1. Іноді при однакових варіантах конструкцій приймають різні способи підготовки основи; виконують розрахунок відібраних варіантів для типового перерізу фундаментів; здійснюють техніко-економічне порівняння варіантів і приймають для детальної проробки найбільш ефективний, економічний, надійний тощо.

2.6 Визначення навантажень на фундаменти

Навантаження і дії на основи та фундаменти визначають з урахуванням спільної роботи споруди й основи. Розрахунки ведуть згідно з вимогами [14] і [17].

У деяких випадках перерозподіл навантажень па основу надфундаментною конструкцією можна не враховувати. Наприклад, при розрахунку:

основ будівель і споруд III класу відповідальності;

загальної стійкості масиву ґрунту основи спільно із спорудою;

середніх значень деформацій основи;

деформацій основи в стадії прив'язування типового проекту до місцевих ґрунтових умов.

Вагу конструкцій приймають за типовими серіями 1.800 - 2/74 (вип. 1-3), КЗ-01 -49, 1.412- 1, ПК-01 - 129/68, ПК - 06 - 06 та ін., даними типових проектів, а також довідковими даними з точністю:

при визначенні одиничної ваги конструкції до 0,10 кН; при зібранні поповерхових навантажень на ділянки стін, колони тощо - до 1 кН;

сумарних навантажень на фундаменти - до 10 кН.

Заокруглення величин навантажень виконують за загальними правилами.

Величини навантажень на стіни або колони від ваги конструкцій, які опираються на перекриття (сантехкабіни, перегородки, обладнання),

здебільшого визначають як опорні реакції плит, прогонів від дії цих елементів.

Якщо можливе пересування технологічного обладнання приміщень у процесі експлуатації, то еквівалентне рівномірно розподілене навантаження на перекриття визначають за формулами:

$$F_{д}^e = \frac{\sum F_{об}}{A}; \quad (1.8, а)$$

$$F^e = \frac{F_{к}(A - A_{об})}{A} \psi \quad (1.8,6)$$

де $F_{д}^e$ - довгочасне рівномірно розподілене навантаження на перекриття від ваги обладнання, кПа; $F_{к}$ - короткочасне рівномірно

розподілене навантаження на перекриття, кПа; $F_{к}^e$ — вага обладнання, кН; $F_{к}$ - корисне короткочасне навантаження на вільних від обладнання площах, кПа; A - площа приміщення, м²; $A_{об}$ - площа, яку займає обладнання, м²; ψ - коефіцієнт сполучень.

Величини навантажень визначають з урахуванням коефіцієнта надійності γ_f , за навантаженням (пп. 2.1 -3.7 [17]).

Короткочасне навантаження на перекриття або покриття приймають за табл. 3

[17] з урахуванням коефіцієнтів сполучень ψ

Сумарне навантаження на основу та фундамент F для основних сполучень розраховують за формулою:

$$F = F_n + F_{д} + F_{к} \psi \psi_A; \quad (1.9)$$

Де F_n , $F_{д}$, $F_{к}$ - відповідно сума постійного, довгочасного та короткочасного навантажень, кН; ψ , ψ_A - коефіцієнти сполучень.

Навантаження на фундаменти несучих стін визначають для всіх ділянок, що відрізняються за вантажними площами, навантаженням на перекриття, наявністю отворів, висотою та товщиною стін тощо, а в каркасних будівлях або спорудах - для всіх колон (стовпів, стояків, піврам),

що відрізняються вантажними площами перекриттів і покриттів, навантаженнями на балки (ригелі, ферми, рами), кількістю поверхів тощо.

Підсумовування навантажень на уступ фундаменту зовнішньої стіни (табл. 2.2) виконують з урахуванням снігового навантаження та даху за вантажною площею (з урахуванням звису), а для міжповерхових перекриттів — за вантажною площею (з урахуванням половини прольоту в просвіті). В обох випадках навантаження встановлюють на 1 м стіни. За коефіцієнтом прорізу площа вікон становить 15 % загальної площі зовнішньої стіни (рис. 2.4).

Для високих будівель враховують вітрове навантаження, що складається з статичної та динамічної складових. Статичні складові W_1 і W_2 , які виникають від швидкісного натиску вітру на будівлю, для фіксованої висоти розраховують як ординати трапецієвидної епюри відповідно з нижньою і верхньою основами.

Розрахунок навантажень на уступі фундаменту виконуємо в табличній формі.

Таб. 2.1. Розрахунок навантажень на уступі фундаменту внутрішньої стіни адміністративно-господарського блоку НБУ

| Характер навантаження | Підрахунок навантаження | Нормативне навантаження | Коефіцієнт надійності | | Розрахункове навантаження | |
|---|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------|---------------------------|--------------------|
| | | | за навантаженням | за призначенням | при $\gamma_f=1$ | при $\gamma_f=1,2$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Дах | | | | | | |
| Оцинкованих листів прогонів, латання та крокв | 0,3*4, | 0,15 | 1,1 | 0,95 | 1,7 | 2,05 |
| Карниз | 1,5 | - | 1,1 | 0,95 | 1,57 | 1,88 |
| Тимчасове навантаження – сніг при $\mu=1$ | 1*4,6 | 1 | 1,4 | 0,95 | 6,12 | 7,34 |
| Горищне перекриття | | | | | | |
| Плита перекриття, $t=0,22$ м | 0,22*3,68*22 | 3,15 | 1,1 | 0,95 | 18,61 | 22,34 |

| | | | | | | |
|--|-----------------|-------|-----|------|--------------|--------------|
| Пароізоляція – 1 шар пергаміну $t=0,0005$ м, $\gamma=6,3$ кН/м ³ | 3,68*0,0005*6,3 | 0,002 | 1,3 | 0,95 | 0,014 | 0,017 |
| Утеплювач – пінобетон $t=0,15$ м, $\gamma=5$ кН/м ³ | 3,68*0,2*5 | 1,0 | 1,3 | 0,95 | 4,54 | 5,45 |
| Цементна стяжка $t=0,02$, $\gamma=18$ кН/м ³ | 3,68*0,02*18 | 0,36 | 1,3 | 0,95 | 1,64 | 1,96 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 34,198 | 41,037 |
| Тимчасове навантаження – сніг при $\mu=1$ | – | 0,7 | 1,3 | 0,95 | 0,67 | 0,86 |
| III-поверх | | | | | | |
| Стіна | 18*3,3*0,38* | 3,15 | 1,1 | 0,95 | 22,57 | 27 |
| Перегородка | 0,75*3,68 | 3,15 | 1,1 | 0,95 | 2,76 | 3,31 |
| Плита перекриття, $t=0,22$ м | 3,68*0,22*22 | 3,15 | 1,1 | 0,95 | 17,81 | 21,37 |
| Гідроізоляція -1 шар руберойду $t=0,002$ м, $\gamma=6,3$ кН/м ³ | 3,68*0,002*6,3 | 0,013 | 1,3 | 0,95 | 0,44 | 0,53 |
| Звукоізоляція – керамзитобетон $t=0,055$ м, $\gamma=14$ кН/м ³ | 3,68*0,055,14 | 0,77 | 1,3 | 0,95 | 2,68 | 3,22 |
| Керамічні плитки та шар цементного р-ну $t=0,023$ м, $\gamma=18$ кН/м ³ | 3,68*0,023*18 | 0,41 | 1,3 | 0,95 | 1,43 | 1,72 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 50,66 | 60,62 |
| Тимчасове навантаження | 4,1*3,68 | 2,0 | 1,3 | 0,95 | 2,58 | 3,09 |
| II-поверх | | | | | | |
| Стіна | 18*3,3*0,38 | 1,88 | 1,1 | 0,95 | 22,57 | 27 |
| Перегородки | 3,68*0,75 | 0,13 | 1,3 | 0,95 | 2,76 | 3,31 |
| Міжповерхове перекриття | 3,68* | 0,41 | 1,3 | 0,95 | 25,33 | 30,31 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 50,66 | 60,62 |
| Тимчасове навантаження | – | 2,0 | 1,3 | 0,95 | 4,48 | 5,4 |
| I-поверх | | | | | | |
| Стіна | 18*3,3*0,38 | 1,88 | 1,1 | 0,95 | 22,57 | 27 |
| Перегородки | 3,68*0,75 | 0,13 | 1,3 | 0,95 | 2,76 | 3,31 |
| Міжповерхове перекриття | 3,68* | 0,41 | 1,3 | 0,95 | 25,33 | 30,31 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 50,66 | 60,62 |
| Тимчасове навантаження | – | 2,0 | 1,3 | 0,95 | 4,48 | 5,4 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 25,4 | 32,91 |
| Тимчасове навантаження | – | 2,0 | 1,3 | 0,95 | 4,48 | 5,4 |
| Разом на уступі фундаменту шириною 1 м | | | | | Σ 274 | Σ 329 |

Таб. 2.2. Розрахунок навантажень на уступі фундаменту зовнішньої стіни готелю

| Характер навантаження | Підрахунок навантаження | Нормативне навантаження | Коефіцієнт надійності | | Розрахункове навантаження | |
|--|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------|---------------------------|--------------------|
| | | | за навантаженням | за призначенням | при $\gamma_f=1$ | при $\gamma_f=1,2$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Дах | | | | | | |
| Оцинкованих листів прогонів, латання та крокв | 0,3*4,6 | 0,15 | 1,1 | 0,95 | 1,7 | 2,05 |
| Карниз | 1,5 | - | 1,1 | 0,95 | 1,57 | 1,88 |
| Тимчасове навантаження – сніг при $\mu=1$ | 1*4,6 | 1 | 1,4 | 0,95 | 6,12 | 7,34 |
| Горищне перекриття | | | | | | |
| Плита перекриття, $t=0,22$ м | 0,22*3,68*22 | 3,15 | 1,1 | 0,95 | 18,61 | 22,34 |
| Пароізоляція – 1 шар пергаменту $t=0,0005$ м, $\gamma=6,3$ кН/м ³ | 3,68*0,0005*6,3 | 0,002 | 1,3 | 0,95 | 0,014 | 0,017 |
| Утеплювач – пінобетон $t=0,15$ м, $\gamma=5$ кН/м ³ | 3,68*0,2*5 | 1,0 | 1,3 | 0,95 | 4,54 | 5,45 |
| Цементна стяжка $t=0,02$, $\gamma=18$ кН/м ³ | 3,68*0,02*18 | 0,36 | 1,3 | 0,95 | 1,64 | 1,96 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 34,198 | 41,037 |
| Тимчасове навантаження – сніг при $\mu=1$ | – | 0,7 | 1,3 | 0,95 | 0,67 | 0,86 |
| III-поверх | | | | | | |
| Стіна | 18*3,3*0,38* | 3,15 | 1,1 | 0,95 | 22,57 | 27 |
| Перегородка | 0,75*3,68 | 3,15 | 1,1 | 0,95 | 2,76 | 3,31 |
| Плита перекриття, $t=0,22$ м | 3,68*0,22*22 | 3,15 | 1,1 | 0,95 | 17,81 | 21,37 |
| Гідроізоляція -1 шар руберойду $t=0,002$ м, $\gamma=6,3$ кН/м ³ | 3,68*0,002*6,3 | 0,013 | 1,3 | 0,95 | 0,44 | 0,53 |
| Звукоізоляція – керамзитобетон $t=0,055$ м, $\gamma=14$ кН/м ³ | 3,68*0,055,14 | 0,77 | 1,3 | 0,95 | 2,68 | 3,22 |

| | | | | | | |
|---|---------------|------|-----|------|--------------|--------------|
| Керамічні плити та шар цементного р-ну $t=0,023$ м, $\gamma=18$ кН/м ³ | 3,68*0,023*18 | 0,41 | 1,3 | 0,95 | 1,43 | 1,72 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 50,66 | 60,62 |
| Тимчасове навантаження | 4,1*3,68 | 2,0 | 1,3 | 0,95 | 2,58 | 3,09 |
| II-поверх | | | | | | |
| Стіна | 18*3,3*0,38 | 1,88 | 1,1 | 0,95 | 22,57 | 27 |
| Перегородки | 3,68*0,75 | 0,13 | 1,3 | 0,95 | 2,76 | 3,31 |
| Міжповерхове перекриття | 3,68* | 0,41 | 1,3 | 0,95 | 25,33 | 30,31 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 50,66 | 60,62 |
| Тимчасове навантаження | – | 2,0 | 1,3 | 0,95 | 4,48 | 5,4 |
| I-поверх | | | | | | |
| Стіна | 18*3,3*0,38 | 1,88 | 1,1 | 0,95 | 22,57 | 27 |
| Перегородки | 3,68*0,75 | 0,13 | 1,3 | 0,95 | 2,76 | 3,31 |
| Міжповерхове перекриття | 3,68* | 0,41 | 1,3 | 0,95 | 25,33 | 30,31 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 50,66 | 60,62 |
| Тимчасове навантаження | – | 2,0 | 1,3 | 0,95 | 4,48 | 5,4 |
| Всього постійне навантаження | | | | | 25,4 | 32,91 |
| Тимчасове навантаження | – | 2,0 | 1,3 | 0,95 | 4,48 | 5,4 |
| Разом на уступі фундаменту шириною 1 м | | | | | Σ 267 | Σ 320 |

2. 7 Визначення будівельних властивостей основи

2.7.1 Нормативні і розрахункові величини характеристик ґрунту

Перед проектуванням основ і фундаментів проводять інженерно геологічні вишукування на будівельному майданчику з виконанням комплексу лабораторних випробувань і подальшою обробкою результатів. Обсяг цих робіт залежить від конструктивних та експлуатаційних особливостей об'єктів, а також вимог діючих норм та стандартів.

Результати випробувань повинні містити повні дані, які необхідні для встановлення розмірів фундаментів з урахуванням можливих змін властивостей ґрунту основи у процесі будівництва та експлуатації, а також для призначення штучних методів поліпшення властивостей ґрунту, якщо ефективність їх буде обґрунтована економічно, а також із точки зору збереження матеріальних та енергетичних ресурсів.

Розрахунки основ виконують із використанням нормативних і розрахункових характеристик ґрунту, які наводять у звітах з Інженерно-геологічних вишукувань.

Нормативна характеристика є середнім арифметичним показником, який розраховують за формулою:

$$X_n = \sum_{i=1}^n X_i / n \quad (2.1)$$

де X_n - нормативне значення характеристики; X_i - окреме значення характеристики; n - кількість визначень характеристики.

За вказівками [14] кількість визначень характеристик ґрунту, яка необхідна для розрахунку їхніх нормативних і розрахункових значень, встановлюється залежно від ступеня неоднорідності ґрунту основи, потрібної точності обчислень, а також класу будівлі або споруди.

Розрахункові значення характеристик ґрунту встановлюють за формулою:

$$X_p = X_n / \gamma_g \quad (2.2)$$

де γ_g - коефіцієнт надійності, який визначають залежно від мінливості характеристик, кількості визначень і значення надійної ймовірності. Це стосується питомого зчеплення, кута внутрішнього тертя φ , границі міцності на одноосьовий стиск R_0 , а також щільності ґрунту ρ або питомої ваги $\gamma = \rho g$. Для інших характеристик ґрунту приймають $\gamma_g = 1,0$.

Значення характеристик ґрунту c , φ , γ для розрахунку за несучою здатністю позначають c_I , φ_I , γ_I , а для розрахунку за деформаціями c_{II} , φ_{II} , γ_{II} .

Якщо нормативні значення φ , c , E приймають за даними табл. 1-3 дод. 1 [14], то розрахункові значення характеристик - враховуючи такі значення коефіцієнта надійності:

при розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g = 1$;

при розрахунках основ за несучою здатністю: для питомого зчеплення $\gamma_g = 1,5$;

для кута внутрішнього тертя піску $\gamma_g = 1,1$; те ж саме, глинистого ґрунту $\gamma_g = 1,15$.

2.8 Інженерно-геологічні умови ділянки реконструкції

Ділянку вишукувань розташовано у центральній частині м. Полтави по вул. Жовтневій, 17, на східно-південній окраїні Полтавського лесового плато. Згідно фондкових та архівних матеріалів у геологічній будові території приймають участь суглинисті відклади лесової формації до глибини 20,0 м, які підстилаються строкатими глинами.

Під час вишукувальних робіт на території обласної філії НБУ на глибині від 3,8-4,0 м до 8,0-9,0 м були виявлені підземні виробки.

Рельєф ділянки рівний з перепадом позначок до 1,0 м, абсолютні позначки змінюються від 157,27 до 157,94м.

Територія ділянки частково забудована одноповерховими цегляними будинками. Поверхня ділянки спланована насипними ґрунтами потужністю до 2,5 м.

Несприятливі фізико-геологічні процеси і явища в межах ділянки вишукування відсутні.

В результаті проведення вишукувальних робіт встановлено таке нашарування ґрунтів: ІГЕ-1 - насипний ґрунт; ІГЕ-2 - суглинок лесовий, світло-коричневий; ІГЕ-3 - суглинок лесовий жовто-коричневий з наявністю карбонатних включень. ІГЕ-4-суглинок палево-жовтий, карбонатний; ІГЕ-5-суглинки коричневі.

Природною основою різних видів фундаментів будівель можуть бути ґрунти ІГЕ 2-4, а підстилаючими ґрунтами інженерних мереж можуть служити також ґрунти ІГЕ-1 . Розрахункові значення фізико механічних властивостей ґрунтів приведені в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3

| Характеристика | Номера ІГЕ, значення | | | | |
|---|----------------------|----------------------|-------|--------|-------|
| | 2а | 2б | 3 | 4 | |
| Вологість на межі текучості | 0,39 | 0,37 | 0,27 | 0,37 | |
| Вологість на межі пластичності | 0,22 | 0,22 | 0,18 | 0,21 | |
| Число пластичності | 0,17 | 0,15 | 0,09 | 0,16 | |
| Вологість природна | 0,24 | 0,27 | 0,32 | 0,28 | |
| Вологість при повному водонасиченні | 0,34 | 0,33 | 0,32 | 0,28 | |
| Показник текучості | 0,12 | 0,33 | 1,56 | 0,44 | |
| Показник текучості водонасиченого ґрунту | 0,68 | 0,75 | 1,56 | 0,44 | |
| Ступінь вологості | 0,68 | 0,77 | 0,92 | 0,88 | |
| Об'ємна вага частинок ґрунту кн./м ³ | 26,88 | 26,68 | 26,39 | 26,60 | |
| Об'ємна вага ґрунтів кн./м ³ | 16,87 | 17,36 | 17,98 | 187,25 | |
| Об'ємна вага сухих ґрунтів кн./м ³ | 13,64 | 13,74 | 13,67 | 14,24 | |
| Об'ємна вага водонасичених ґрунтів кн./м ³ | 18,15 | 187,25 | 17,98 | 18,25 | |
| Пористість | 0,49 | 0,49 | 0,48 | 0,46 | |
| Коефіцієнт пористості | 0,96 | 0,95 | 0,94 | 0,86 | |
| Коефіцієнт фільтрації | 0,23 | 0,24 | 0,48 | 0,22 | |
| Характеристика | один. виміру | Номера ІГЕ, значення | | | |
| | | 2а | 2б | 3 | 4 |
| Питома вага ґрунту | $\frac{KH}{M^3}$ | -16.80 | 17.24 | 17.90 | 18.12 |
| | | 18.07 | 18.18 | | |
| Питоме щеплення ґрунту | МПа | 0.016 | 0.016 | 0.009 | 0.013 |
| Кут внутрішнього тертя | Град. | 26 | 26 | 24 | 24 |
| Модуль деформації ґрунту | МПа | 12.0 | 11.0 | 4.0 | 12.0 |
| | | 6.5 | 8.0 | | |

Ґрунти ІГЕ-2а мають посадочні властивості. Їх просадочність і деформативні властивості змінюються в межах ділянки вишукування і прилеглих до неї територій незакономірно, як по розповсюдженню, так і по

глибині, тому виділення елементарних шарів по цим показникам нерационально. Розрахунки осадок і просядок ґрунтів рекомендується виконувати згідно норм користуючись нормативними значеннями характеристик посадки ґрунтів, приведених в табл. 2.3 мал. 2

Тип ґрунтових умов згідно Норм 2.02.01-83 перший.

З метою виявлення підземних виробок, в містах наближених до провалу, які мали місце в одноповерхових будівлях гаражів, було пробурена 4 свердловини глибиною до 9.0м.

В період проведення вишукувань на ділянці розкопаний один безнапірний водоносний горизонт, рівень, що встановився зафіксований на глибині від 5.37-9.41м, від денної поверхні.

Ґрунтами, які вміщують водоносний шар є ґрунти ІГЕ 3-4. Водотриви представлений глинами харківської свити палеогену, залягає на глибині 25-30м ,від денної поверхні рельєфу. Рівень ґрунтових вод з врахуванням сезонних коливань може знаходитись на 0.5м. вище від виміряного.

Згідно схеми природних умов і норм максимальний прогнозуемий рівень води 3.0м від рівня землі.

Ґрунтова вода, згідно Норм 2.03.П-85., до бетону і арматури з/б конструкцій неагресивна.

Ступінь агресивної дії ґрунтової води на арматуру з/б конструкцій при постійному зануренні неагресивна, а при періодичному змочуванні слабо агресивна.

При вільному доступі кисню до нього вода володіє середньою ступінню агресивності на металічні конструкції. Нормативна глибина промерзання ґрунтів згідно норм складає 1.0м.

Розподілення ґрунтів по трудності розробки вручну і відповідними механізмами рекомендується визначати згідно наступним пунктам таблиці 1.,IV-5-82

ІГЕ I-насіпні ґрунти

ІГЕ II,IV-суглинки

ІГЕ III-лес

ІГЕ-1 - насипні ґрунти з домішками будівельного сміття, не злежали, пухкі. Потужність шару 1,8-2,5 м.

ІГЕ-2 - суглинки лесові, світло-коричневі, напівтверді, просадочні. Потужність шару 1,1-3,1 м.

межа розкочування $W_p = 0,22$;

межа текучості $W_L = 0,39$;

число пластичності $I_p = 0,17$;

природна вологість $w = 0,24$;

показник текучості $I_L = 0,12$;

щільність частинок $\rho_s = 2,688 \text{ т/м}^3$;

щільність ґрунту $\rho = 1,687 \text{ т/м}^3$;

щільність сухого ґрунту $\rho_D = 1,364 \text{ т/м}^3$;

коефіцієнт пористості $e = 0,96$;

ступінь вологості $S_r = 0,68$;

Ґрунт має просадочні властивості. Залежність між відносною просадочністю і вертикальними напруженнями за даними лабораторних випробовувань за методом однієї кривої наведені у табл. 2.4.

Таблиця 2.4

| | | | | |
|---|-------|-------|-------|--|
| Вертикальні напруження, σ , МПа | 0,05 | 0,1 | 0,2 | |
| Коефіцієнт відносної просадочності, ϵ_{sl} | 0,002 | 0,005 | 0,011 | |

Початковий тиск просадочності $p_{sl} = 0,186 \text{ МПа}$.

Для розрахунку основи за граничними станами слід приймати такі розрахункові характеристики:

питома вага ґрунту $\gamma_I/\gamma_{II} = 16,8/18,07 \text{ кН/м}^3$.

кут внутрішнього тертя $\phi_I/\phi_{II} = -/26^\circ$;

питоме зчеплення $c_I/c_{II} = -/16 \text{ кПа}$;

модуль деформації $E = 12/6,5 \text{ МПа}$.

ІГЕ-3 - суглинок лесовий жовто-коричневий з наявністю карбонатних включень, тугопластичний. Потужність шару 1,7-2,0м.

межа розкочування $W_p = 0,22$;

межа текучості $W_L = 0,37$;

число пластичності $I_p = 0,15$;

природна вологість $w = 0,27$;

показник текучості $I_L = 0,33$;

щільність частинок $\rho_s = 2,668$ т/м³;

щільність ґрунту $\rho = 1,736$ т/м³;

щільність сухого ґрунту $\rho_d = 1,373$ т/м³;

коефіцієнт пористості $e = 0,95$;

ступінь вологості $S_r = 0,77$;

Ґрунт не має просадочних властивостей.

Для розрахунку основи розрахункові характеристики:

питома вага ґрунту $\gamma_I/\gamma_{II} = 17,24/18,18$ кНУм³.

кут внутрішнього тертя $\varphi_I/\varphi_{II} = -/26^\circ$;

питоме зчеплення $c_I/c_{II} = -/18$ кПа;

модуль деформації $E = 11/8$ МПа.

ІГЕ-4 - суглинок палево-жовтий, карбонатний, текучий.

Потужність шару 2,5-3,5.

межа розкочування $W_p = 0,18$;

межа текучості $W_L = 0,27$;

число пластичності $I_p = 0,09$;

природна вологість $W = 0,32$;

показник текучості $I_L = 1,56$;

щільність частинок $\rho_s = 2,639$ т/м³;

щільність ґрунту $\rho = 1,798$ т/м³;

щільність сухого ґрунту $\rho_{SI} = 1,367$ т/м³;

коефіцієнт пористості $e = 0,94$;

ступінь вологості $S_r = 0,92$.

Для розрахунку основи за граничними станами слід приймати такі розрахункові характеристики:

питома вага ґрунту $\gamma_I/\gamma_{II} = -/17,9$ кН/м³

кут внутрішнього тертя $\phi_I/\phi_{II} = -/24^\circ$;

питоме зчеплення $c_I/c_{II} = -/9$ кПа;

модуль деформації $E = 4$ МПа.

ІГЕ-5 - суглинки коричневі, карбонатні, тугопластичні. Пройдений до глибини 12м нижче поверхні землі

межа розкочування $W_p = 0,21$;

межа текучості $W_L = 0,37$;

число пластичності $I_p = 0,16$;

природна вологість $w = 0,28$;

показник текучості $I_L = 0,44$;

щільність частинок $\rho_s = 2,630$ т/м³;

щільність ґрунту $\rho = 1,825$ т/м³;

щільність сухого ґрунту $\rho_d = 1,424$ т/м³;

коефіцієнт пористості $e = 0,86$;

ступінь вологості $S_r = 0,88$.

Для розрахунку основи за граничними станами слід приймати такі розрахункові характеристики:

питома вага ґрунту $\gamma_I/\gamma_{II} = -/18,12$ кН/м³.

кут внутрішнього тертя $\phi_I/\phi_{II} = -/24^\circ$;

питоме зчеплення $c_I/c_{II} = -/16$ кПа;

модуль деформації $E = 12$ МПа.

У період проведення вишукувань рівень ґрунтових вод знайдений на глибині 5,37-9,41 м, що відповідає абсолютним позначкам 151,93-152,52 м.

РОЗДІЛ 3 Наукова частина

Виконували розрахунок методом скінченних елементів несучих поздовжніх конструкцій будівлі. Виконували моделювання чисельного моделювання в програмному комплексі Ansys Workbench ригелю 40Б довжиною 12 м, який використовували на торгових залах (рис.3.1).

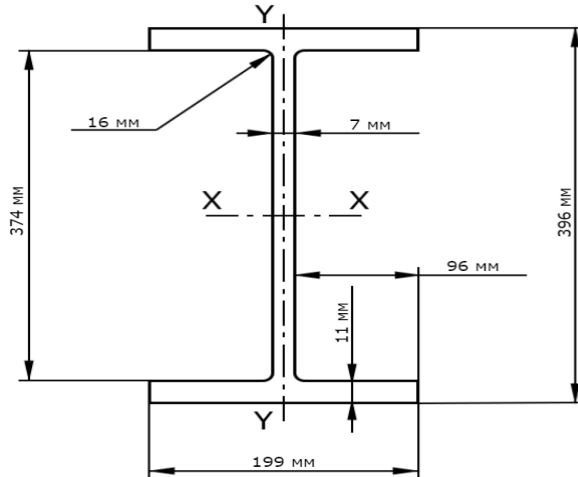


Рис. 3.1- Геометричні розміри двотавра 40 Б

Фізико-механічні властивості представлено на рис. 2, ригель із конструкційної сталі С245. Для моделювання задавали густину матеріалу, модуль пружності, коефіцієнт Пуассона, модуль зсуву (табл 3.1)

Таблиця 3.1 Фізико-механічні властивості конструкційної сталі С245

| | | |
|----------------------|--------------------|--------------------|
| Density | 7850 | kg m ⁻³ |
| Isotropic Elasticity | | |
| Derive from | Young's Modulus... | |
| Young's Modulus | 52700 | MPa |
| Poisson's Ratio | 0,33 | |
| Bulk Modulus | 5,1667E+10 | Pa |
| Shear Modulus | 1,9812E+10 | Pa |

Створення скінчено-елементної сітки 3-д моделі та її дискретизація виконувалась за допомогою скінченного елемента Solid 186, крок сітки становив 50 мм. Загальна кількість скінченних елементів становила 4080, а вузлів 27682, був використаний SE у вигляді гексаедра. Сітка скінчених

елементів (CE) для моделі була створена за допомогою CE Solid186. Solid186 – 3-D елемент який складається з 20 вузлів, кожен з яких має три ступені вільності: переміщення вузлів у напрямках X, Y, Z, а також має властивості пружності, пластичності, гіперпружності, повзучості, жорсткості, великих прогинів та деформацій. Він також має змішану композиційну здатність для симуляції деформацій пружно-пластичних і повністю нестискуваних гіпереластичних матеріалів. Елемент може навантажуватись зусиллями, переміщеннями та температурами, може мати форми: призми, тетраедра та піраміди, які створюються за допомогою задання ідентичних номерів для вузлів K, L та S; A та B; O, P та W (рис 3.2).

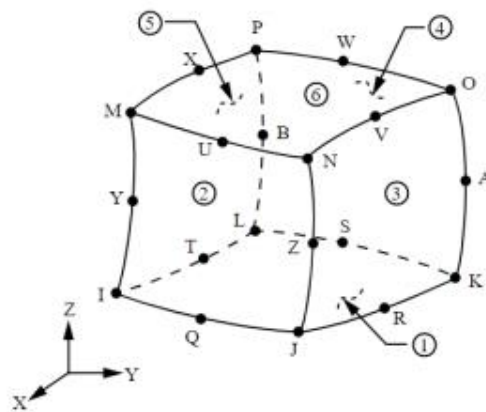


Рис. 3.2 - Геометрія скінченного елемента Solid186

На рисунку 3.3 зображена дискретизована скінченно елемента 3-д модель.

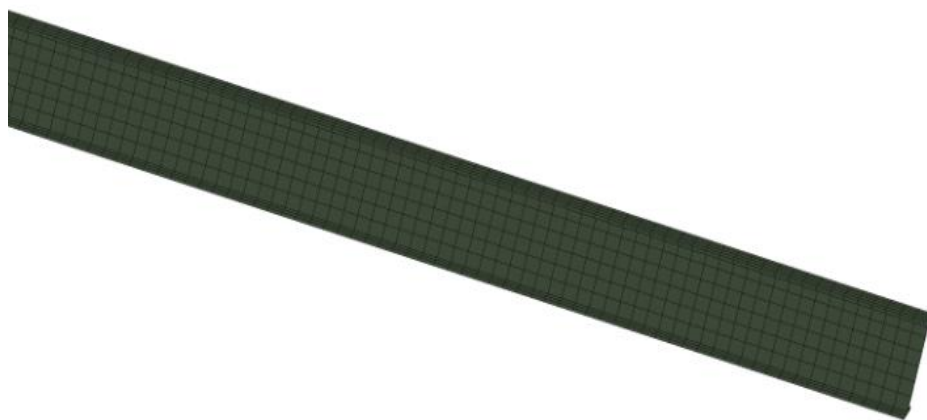


Рис. 3.3 - Дискретизована скінченно елемента 3-д модель

Нормативне навантаження вибиралось із розділу 2. Пораховані значення навантаження на ригель становили $P_n = 5,84$ кН/мп. Виходячи із геометричної довжини ригеля 12 м приймали, що на нього буде діяти навантаження $5,84 * 12 = 70,08$ кН. Геометрична модель була закріплена в точках А та В (де ригель опирається на колони), сила прикладалась по всій площині (рис 3.4).

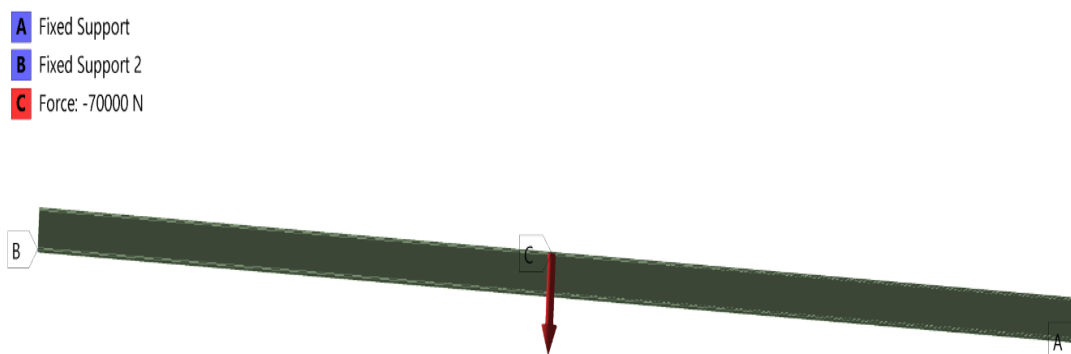


Рисунок 3.5 Геометрична модель із точками закріплення (А, В) та прикладеною силою С

На рисунку показані залежність ітерацій від часу та навантаження по силі відносно часу. Ітераційний метод – чисельний метод рішення математичних задач, наближений до розв’язання лінійних алгебраїчних рівнянь, який полягає в знаходженні по наближеному значенню величини наступного наближення (що є більш точним). В основу обчислення було закладено к-сть кроків – 1 (значення заданої сили від 0 до 70 кН) та кількість підкроків, яке і полягає у виконанні ітераційним методом, а саме повторює розрахунок в межах – 50 разів, до поки не знайде найближче наближення.

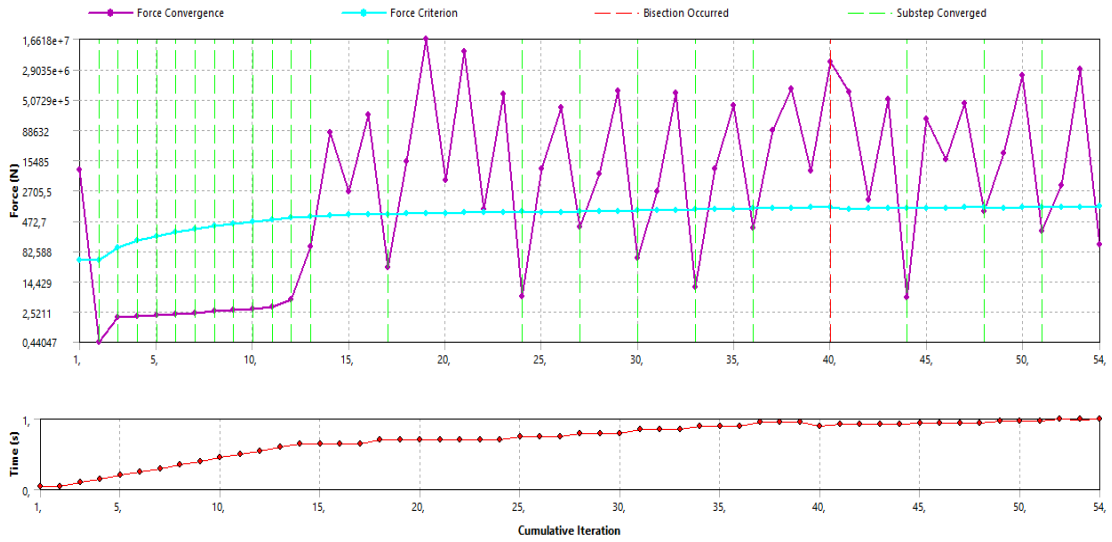


Рис. 3.6 Часові залежності від кількості ітерацій та прикладеної сили

Побудовані поля переміщень після навантаження, з них видно, що найбільші переміщення 46 мм будуть виникати в центрі двутавра на довжині 6 м, а мінімальні в вмісті обпирання на колону (рис 3.7).

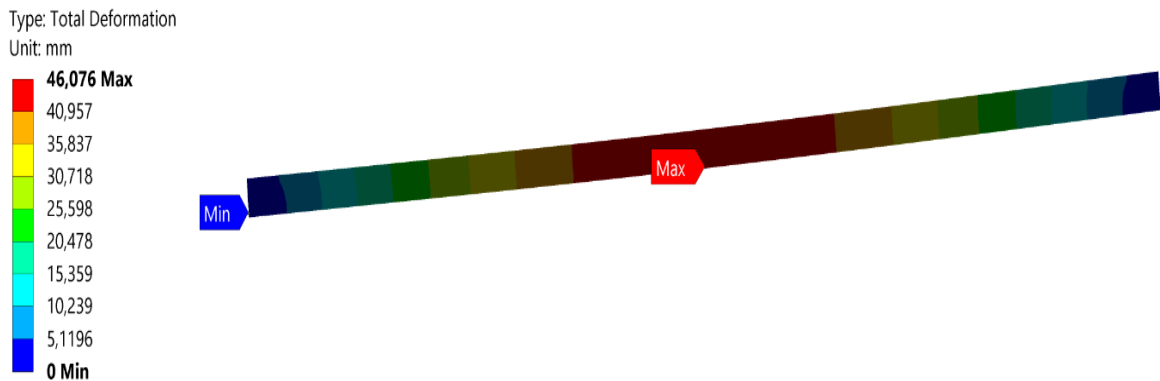
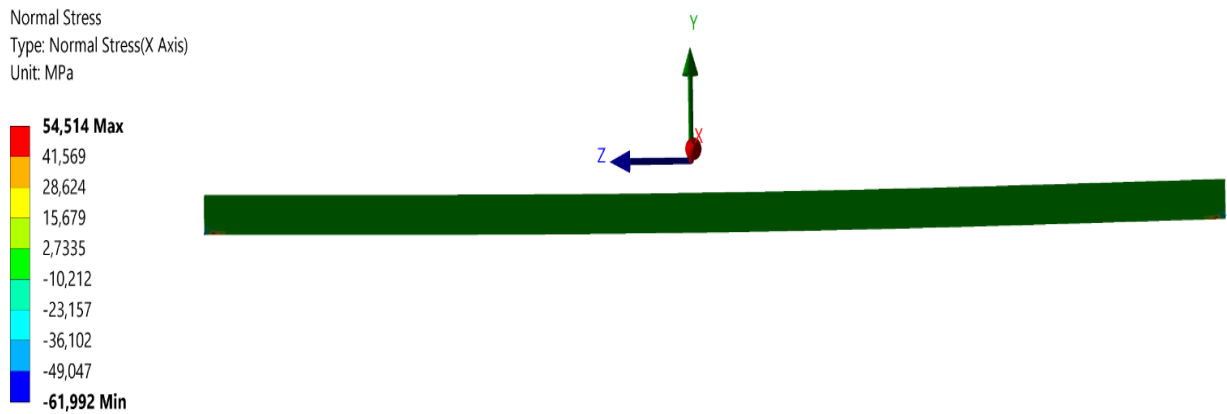
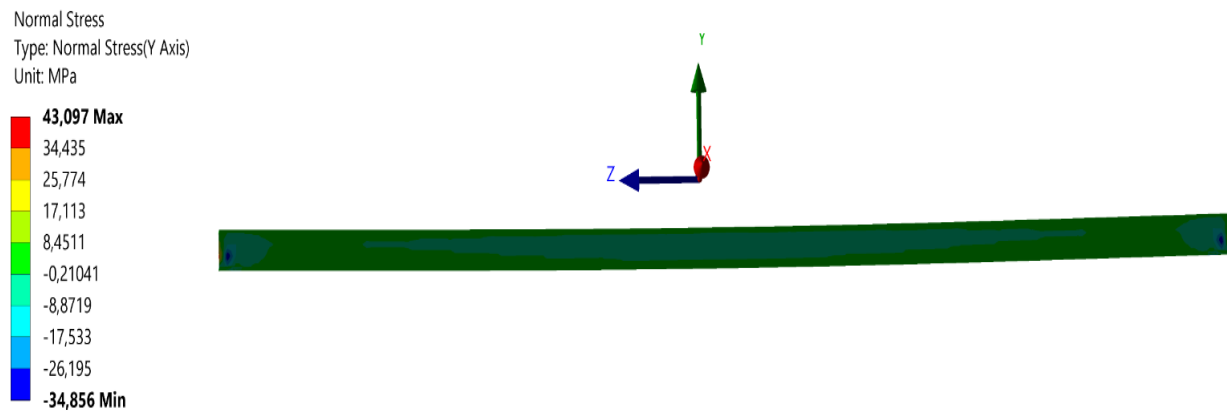


Рис. 3.7 Розподіл поля переміщень

Побудовані поля нормальних напружень вздовж осі X та Y (положення осей X та Y показані на рисунках). Найбільші напруження вздовж осі X будуть на рівні 54 МПа, а найменші -61 МПа. Для випадку вздовж осі Y тенденція буде зберігатись але отримає менші напруження (рис. 3.8).



a)



б)

Рис. 3.8 - Розподіл нормальних напружень вздовж осі X та Y

Побудовані поля евівалентних напружень розрахованих за теорією Мізеса. З рисунку видно, що найбільші напруження будуть 256 МПа і будуть вони виникати в місці обпирання на колони (рис. 3.9).

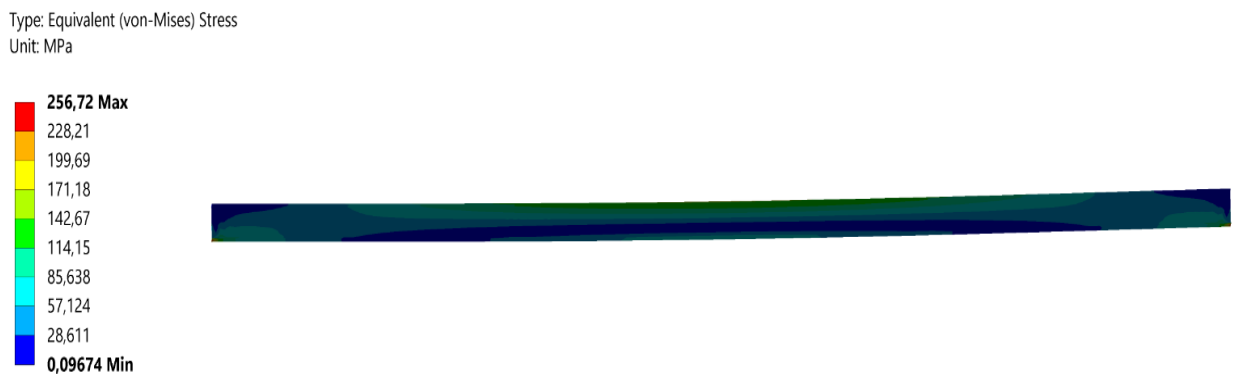


Рис. 3.9 - Розподіл напружень за теорією Мізеса

Розподіл максимальних прогинів у двутаврі. Отже ми отримаємо рівномірний розподіл від місць закріплення (обпирання на колони) до середини довжини 6 м. Найбільше значення прогинів буде на рівні 46 мм (рис.3.10).

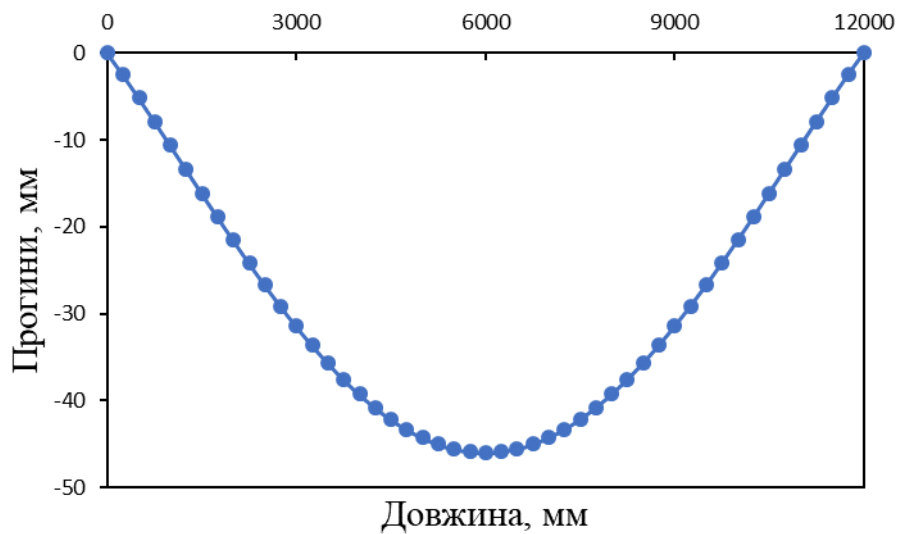


Рис. 3.10 - Залежність величини прогинів від довжини

Виконували порівняння із двутавром довжиною 6 м. Значення навантаження на ригель становило $5,84 * 6 = 35,04$ кН. Геометрична модель була закріплена в точках А та В (де ригель опирається на колони), сила прикладалась по всій площині (рис. 3.11).

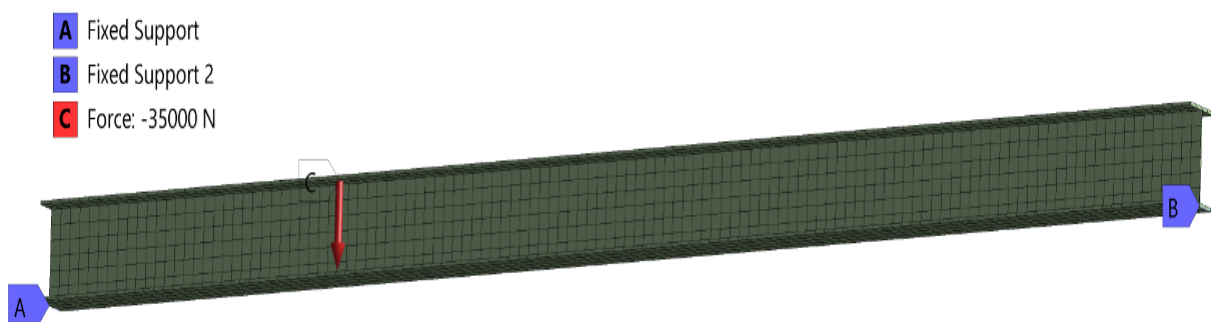


Рис. 3.11 Геометрична модель із точками закріплення (А, В) та прикладеною силою С

Побудовані поля переміщень після навантаження, з них видно, що найбільші переміщення 10 мм будуть виникати в центрі двотавра на довжині 6 м, а мінімальні в вмісті обпирання на колону. Переміщення будуть в 4 рази менші, ніж для 12 м (рис. 3.12).

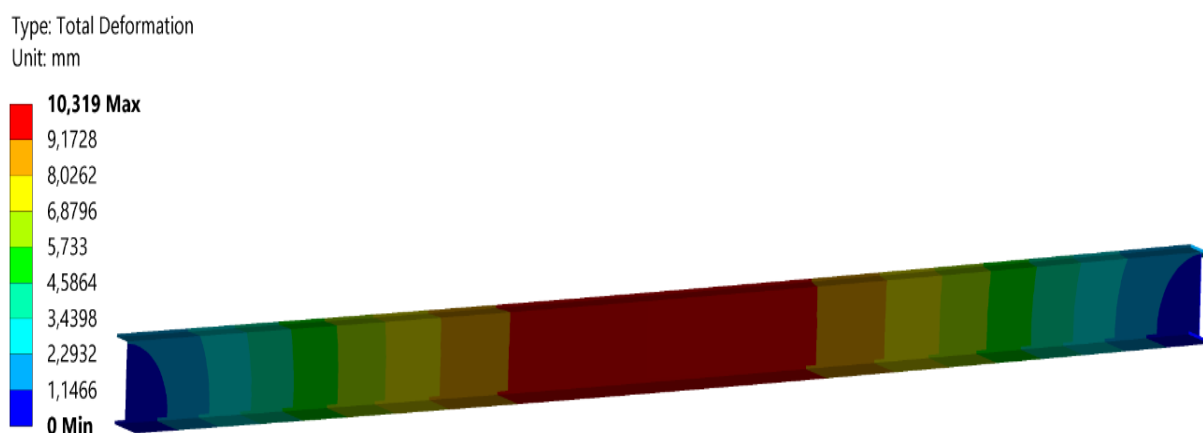
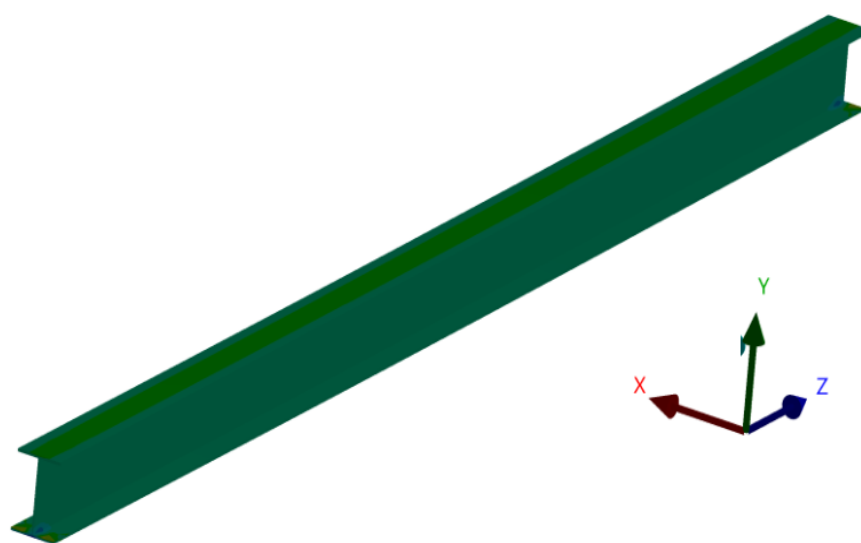
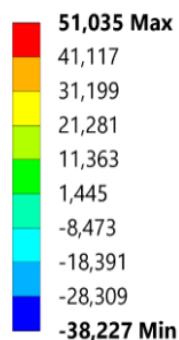


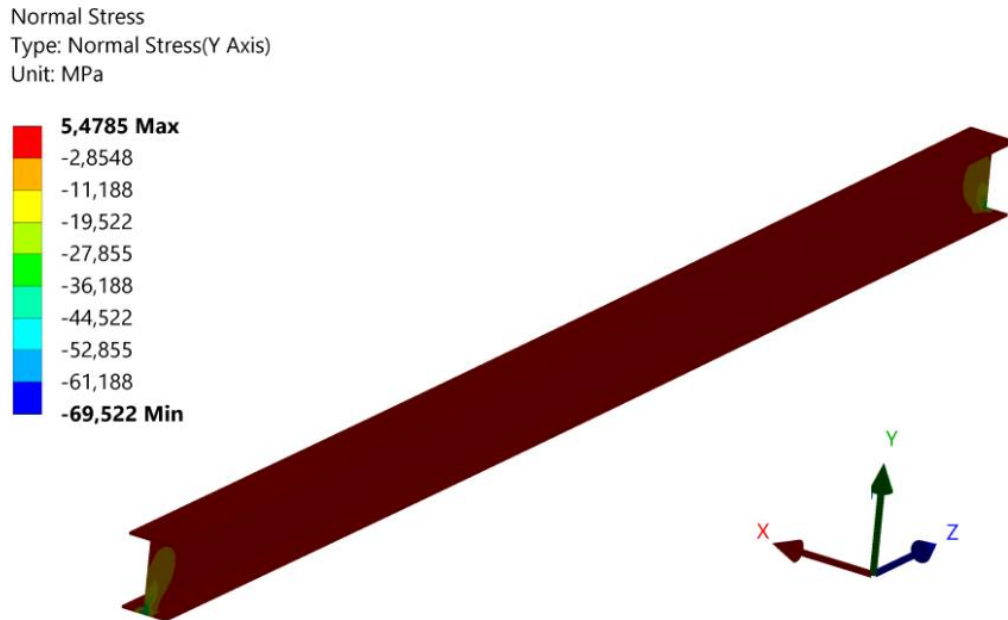
Рис. 3.12 - Розподіл поля переміщень

Побудовані поля нормальних напружень вздовж осі X та Y (положення осей X та Y показані на рисунках). Найбільші напруження вздовж осі X будуть на рівні 51 МПа, а найменші -38 МПа. Для випадку вздовж осі Y тенденція буде зберігатись але отримаємо менші напруження (рис3.13).

Normal Stress
Type: Normal Stress(X Axis)
Unit: MPa



a)



б)

Рис. 3.13 - Розподіл нормальних напружень вздовж осі X та Y

Побудовані поля евівалентних напружень розрахованих за теорією Мізеса. З рисунку видно, що найбільші напруження будуть 128 МПа і будуть вони виникати в місці обпирання на колони (рис. 3.14).

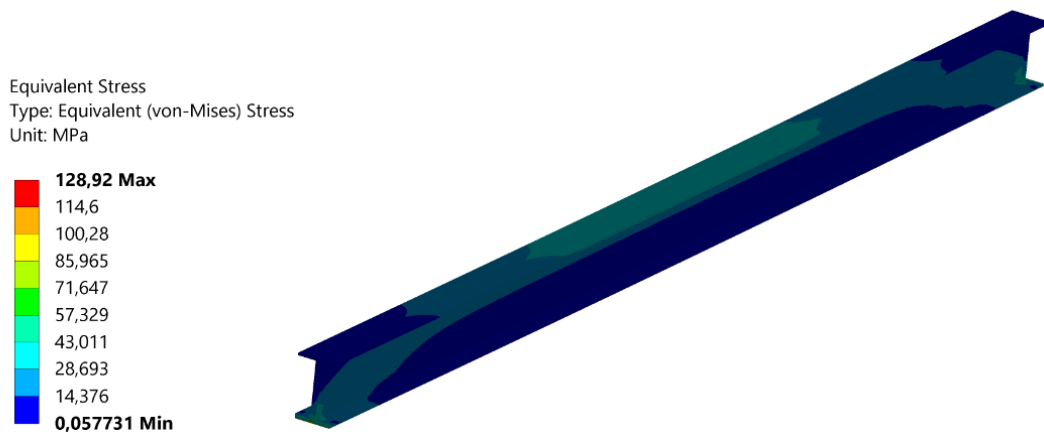


Рис. 3.14 Розподіл напружень за теорією Мізеса

Розподіл максимальних прогинів у двутаврі. Отже ми отримаємо рівномірний розподіл від місць закріплення (обпирання на колони) до

середини довжини 3 м. Найбільше значення прогинів буде на рівні 10 мм (рис. 3.15).

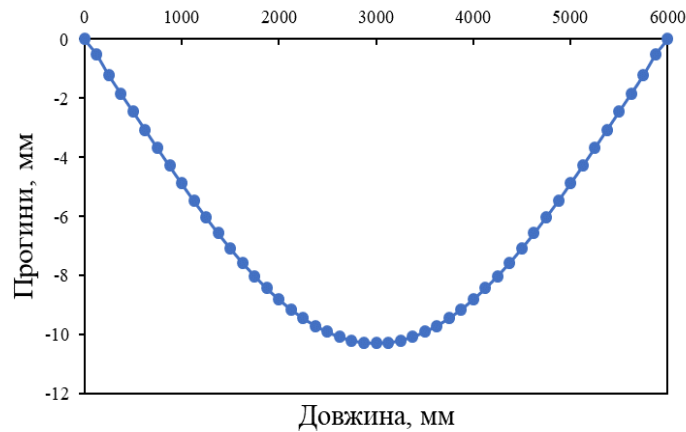


Рис. 3.15 - Залежність величини прогинів від довжини

Виходячи із підсумків чисельного моделювання ми отримаємо менші прогини в горизонтальних несучих конструкціях при меншій довжині елемента ригеля опертого на колону, що і підвищить несучу здатність конструкцій будівлі або дозволить зменшити переріз прогонів, що в свою чергу дасть нам більшу економічну доцільність та дозволить зменшити вартість будівництва (рис. 3.16).

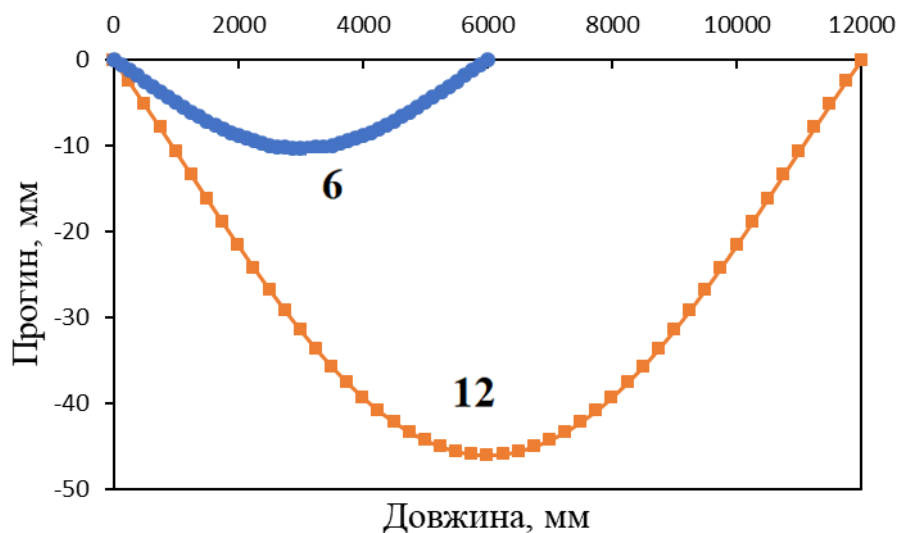


Рис. 3.16 - Порівняння величини прогинів від довжини для 12 м та 6 м

4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1. Охорона праці

Нормативна і законодавча база з охорони праці

Питання охорони праці і безпечного виробництва робіт враховувалися в розділах проектування і конструювання несучих конструкцій будівлі, а також в організаційно-технологічному розділі проекту. Усі рішення дипломного проекту ґрунтувалися на нормативній і законодавчій базі охорони праці :

1. Закон України "Про охорону праці" від 1992 р.
2. "Перелік нормативних документів в області будівництва, які діють на території України", затверджені Мінбудархітектури України від 10.03.94 р. №45.
3. "Правила влаштування і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів".
4. Закон України "Про пожежну безпеку" від 1993р.
5. Закон України "Про забезпечення санітарного і епідеміологічного благополуччя населення" від 1994 р.
6. Закон України "Про загальнообов'язкове державне страхування від нещасних випадків на виробництві і професійних захворювань, що викликають втрату працездатності" від 2001 р.
7. СНиП 3.08-01-85 "Механізація строительного производства. Рельсовые пути башенных кранов".
8. ГОСТ 12.1.004-75 при виробництві зварювальних і інших вогнебезпечних робіт.
9. ГОСТ 12.1.004-85 для зберігання шкідливих і небезпечних речовин.

Небезпечні та шкідливі виробничі фактори під час будівництва об'єкту:

Характеристика небезпек, очікуваних під час будівництва об'єкту:

А. Земляні роботи:

Безпека праці при розробці котлованів і траншей має бути забезпечена шляхом:

влаштування відкосів згідно таблиці. 4 СНиП-III - 4-80;

влаштування водовідведення поверхневих дощових вод;

розміщенням ґрунту, що розробляється і залишається для зворотної засипки пазух котлованів після монтажу фундаментів, на безпечній відстані від підосви виїмки;

влаштування огорожень, покажчиків і світлової сигналізації в небезпечній зоні у виїмок;

організація нагляду за безпекою ведення робіт і станом стійкості бортів виїмок.

Додаткові заходи по збільшенню стійкості відкосів котлованів :

зменшення зовнішнього навантаження на бровку котловану, тобто нічого не можна складувати на бровках котловану;

влаштування поверхневого водовідведення.

При експлуатації екскаватора із зворотною лопатою і автосамоскидів, можливе обвалення відкосу котловану і падіння в котлован при мимовільному переміщенні екскаватора і його рухливих частин (ковша), зважаючи на несправний стан екскаватора або автосамоскида, недостатню кваліфікацію робітників, що управляють машинами. Для запобігання подібним чинникам потрібний постійний контроль з боку лінійних інженерно-технічних працівників на будівельному майданчику (виконроб, майстер, лінійний механік). Згідно таблиці 3 СНиП-III - 4-80 найменша допустима відстань до підосви котловану 2,0 м при глибині котловану до 2 м.

Загазованість повітря робочої зони може виникнути від роботи двигуна внутрішнього згорання екскаватора і автосамоскида. В повітрі може міститися до 300 міліграм/м³ відпрацьованих газів бензину, дизельного палива, які можуть викликати отруєння. Шум, що виникає від роботи двигунів, може досягати 80 - 95 дБ, що у свою чергу впливає на пониження слуху.

Б. Монтаж будівельних конструкцій :

В процесі монтажу будівельних конструкцій розглядаються два найбільш небезпечних випадки: при підйомі і після установки на опорах, але до установки постійних зв'язків і закріплень.

При розрахунку конструкцій на монтажні умови слід враховувати:

постійні навантаження (власна вага);

тимчасові навантаження (вітрові, від монтажних пристосувань, механізмів, динамічних дій при переміщенні і ударах у момент підйому і опускання або стикування монтованих конструкцій).

За нормами виробництва монтажних робіт дозволяється при швидкості вітру не більше 15 м/с, а при монтажі конструкцій, що мають велику парусність (діафрагми жорсткості) - не більше 10 м/с.

Небезпечними чинниками є:

обрив вантажу (конструкції), що піднімається, в результаті виходу з ладу монтажного пристосування; вітрова і грозова метеообстановка на майданчику. При вітрі 16 м/с і більше робота на висоті більше 5 м припиняється, оскільки при посиленому вітрі більше 5 м/с відбувається розгойдування вантажу, руйнування раніше змонтованих конструкцій, падіння робітників з висоти, перекидання монтажного крану з великою парусністю стріли; прохід електричного струму через тіло людини.

В. Покрівельні роботи:

Небезпечними і шкідливими чинниками є:

- вітрова і грозова метеорологічна обстановка;

- висока температура (до 1800С) гарячої бітумної мастики (опіки, можливість виникнення пожежі);
- токсична загазованість (при роботі з розчинниками, мастиками, ґрунтовками).

Основні нормативні вимоги безпеки при виконанні окремих видів робіт та експлуатації машин і механізмів

При проектуванні будівельних робіт в даному проекті використовуються нормативні документи, в яких встановлені нормативні вимоги безпеки для всіх робіт. Важливу роль відіграють міжгалузеві та галузеві акти. Документами, які регламентують вимоги виробничої санітарії та гігієни праці в будівництві. Норми на оптимальні і допустимі величини температури, відносної вологості і швидкості руху повітря приймаються у відповідності з ДБН В.2.5-67:2013. «Опалення, вентиляція та кондиціонування».

Нормативними актами дозволено використання виключно інвентарних пристосувань та пристроїв для монтажу, виготовлених по типовому проекті, а при необхідності виготовлення індивідуальних застосувань в проекті повинні бути розроблені їх робочі креслення з відповідними інженерними розрахунками.

В процесі монтажу неможлива заміна окремих частин риштувань. Риштування мають кріпитись до стін відповідно до проекту.

Виходячи з умов виконання монтажних робіт піднімання конструкцій не може здійснюватись за її опорні точки, тому що виникають зміни характеру внутрішніх зусиль порівняно з проектними. Монтаж кожної ділянки починається з просторово стійкої частини, а при неможливості використовуються тимчасові зв'язки.

До висотних робіт допускаються виключно повнолітні особи. Важливим фактором безпечного виконання монтажних робіт є правильна організація робочих місць, включаючи систему заходів по оснащенню їх

необхідними технічними пристосуваннями, а також засобами індивідуального та колективного захисту.

В процесі експлуатації безпеку машин і механізмів підтримують такими заходами: використання машин та механізмів в суворій відповідності до вимог нормативних актів, які визначають їх техніку безпеки. Повинен дотримуватись порядок допуску до самостійної роботи, здійснюватись вчасний технічний нагляд. Всі види технічного обслуговування повинні проводитись в обов'язковому порядку, по затвердженому графіку і з визначеним об'ємом робіт.

Експлуатація і обслуговування діючих електроустановок здійснюється у відповідності правил безпечної експлуатації електроустановок споживачів, а також правил влаштування електроустановок.

Розрахунок вентиляції житлових приміщень

Проектування системи починається з розрахунку необхідної продуктивності по повітрю, яка вимірюється в кубічних метрах за годину. Для цього необхідний поетажний план приміщень з експлікацією, в якій вказані найменування (призначення) кожного приміщення і його площа.

Для визначення необхідної продуктивності необхідно розрахувати два значення повітрообміну: по кратності і по кількості людей, після чого витрати більше з цих двох значень.

1. Розрахунок повітрообміну по кратності:

$$L = n \cdot S \cdot H,$$

де:

L- необхідна продуктивність припливної вентиляції, м³/год; n- нормована кратність повітрообміну: для житлових приміщень n = 1, для торгових приміщень n = 2,5; S- площа приміщення, м²; H- висота приміщення, м;

$$L = 2,5 \cdot 1754,8 \cdot 4,2 = 18425,4 \text{ м}^3/\text{год}$$

2. Розрахунок повітрообміну по кількості людей: $L = N \cdot L_{\text{норм}}$, де L - необхідна продуктивність припливної вентиляції, $\text{м}^3/\text{год}$; N - кількість людей;

$$L = 300 \cdot 60 = 18000 \text{ м}^3/\text{год}$$

$L_{\text{норм}}$ - норма витрати повітря на одну людину, $60 \text{ м}^3/\text{год}$;

Розраховавши необхідний повітрообмін, вибираємо вентилятор або припливну установку відповідної продуктивності. При цьому необхідно враховувати, що із-за опору повітропровідній мережі відбувається падіння продуктивності вентилятора.

Залежність продуктивності від повного тиску можна знайти по вентиляційних характеристиках, які приводяться в технічних описах устаткування.

Так як при проектування вентиляції, у випадку вибору величини необхідного повітрообміну в приміщенні завжди обирають більшу величину, то розхід припливного повітря в торгівельних залах повинен бути $Q = 18425,4 (\text{м}^3/\text{год})$.

Готель виконаний згідно нормам: «ДБН В.1.1.7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва», а також «ДБН В.1.1-12:2006 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво у сейсмічних районах України» забезпечено всі умови, що гарантують безпеку мешканців.

4.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях

Головною метою захисту населення і територій під час надзвичайних ситуацій є забезпечення реалізації державної політики у сфері цивільного захисту (ЦЗ).

Основними завданнями захисту населення і територій під час надзвичайних ситуацій є розроблення і реалізація нормативно-правових актів, додержання державних технічних норм та стандартів з питань забезпечення цивільного захисту населення і територій від наслідків надзвичайних ситуацій; забезпечення готовності органів управління, сил і засобів до дій, призначених для запобігання надзвичайних ситуацій та реагування на них.

Відповідно до ДБН В.1.1.7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» готель, що входить до складу комплексу, відноситься по функціональних пожежної небезпеки до класу Ф 1.2, заклади торгівлі - до класу Ф 3.1. Поверхи даних класів мають не менше двох евакуаційних виходів. Ширина основних евакуаційних виходів не менше 0.8 м, висота в просвіті не менше 1.9 м. Напрямок відкривання дверей - у напрямку до виходів з будівлі. Місткість готелю - 96 місць, кількість поверхів - 5. У відповідності з ДБН В.2.2.3-2012 «Громадські будівлі та споруди» число місць для III ступеня вогнестійкості не повинно перевищувати 150, а відповідно за таблицею 1 найбільше число поверхів-5.

Площа протипожежного відсіку для житлових поверхів готелю 1142м². За протипожежний відсік прийнятий один поверх готелю. Відповідно до ДБН В.1.1.7-2002 найбільша площа протипожежного відсіку для 5-поверхових будинків III ступеня вогнестійкості становить 2000м².

Відстань від найвіддаленішої точки житлового поверху до найближчого евакуаційного виходу становить 30м. Відповідно до ДБН В.2.2.3-2012 щільність людського потоку для готелів визначається по

таблиці і приймається 3 до 4 чол / м². Найбільше нормоване відстань до найближчого евакуаційного виходу становить 40м. Відстань від найвіддаленішої точки торгового залу до евакуаційного виходу становить 30м. Відношення площі основних евакуаційних проходів до загальної площі торгового залу 25%. Відповідно до ДБН В.2.2.3-2012 для залів об'ємом менше 5тис. м³ III ступеня вогнестійкості найбільшу відстань до евакуаційного виходу - 35м.

Інженерно-технічні заходи ЦЗ, реалізовані у проекті, що розробляється, з метою підвищення стійкості роботи готелю в умовах застосування зброї масового ураження

Одним з основних завдань ЦЗ є підвищення стійкості роботи комплексу у воєнний час. Для цього на об'єкті завчасно організовується і проводиться великий обсяг робіт, спрямованих на підвищення стійкості його роботи в умовах застосування зброї масового ураження. До них відносяться інженерно-технічні, технологічні й організаційні заходи. Інженерно-технічними заходами забезпечується підвищення стійкості будівель, споруд, обладнання та комунікацій комплексу до впливу вражаючих факторів. Технологічними заходами здійснюється підвищення стійкості шляхом зміни технологічного режиму, що виключає можливість виникнення вторинних уражаючих факторів, викликаних впливом різного виду зброї. Організаційними заходами передбачається завчасна розробка і планування дій особового складу штабу, служб і формувань ЦЗ об'єкта в умовах застосування противником зброї масового ураження. З усього комплексу заходів, що підвищують стійку роботу готелю у воєнний час, особливо важливе значення має проведення інженерно-технічних заходів.

До таких заходів належать: забезпечення захисту робітників і службовців від зброї масового ураження; підвищення стійкості управління ЦЗ комплексу; захист устаткування; підвищення стійкості постачання електроенергією, газом, парою, водою і роботою мереж комунального господарства;-захист споруди від пожеж та інших вторинних факторів

ураження; підвищення стійкості матеріально-технічного постачання; підготовка до відновлення порушеного виробництва. забезпечення захисту робітників і службовців від зброї масового ураження.

Для захисту персоналу, що обслуговує агрегати, зупинка яких внаслідок особливості процесу виробництва неможлива навіть при оголошенні сигналу "Повітряна тривога," доцільно застосовувати [25] спеціальні захисні споруди ЦЗ. Для захисту відпочиваючих змін в заміській зоні з виникненням загрози нападу противника використовуються протирадіаційні укриття (ПРУ). Будівництво їх планується і проводиться завчасно в мирний час. Управління складає основу діяльності начальника ЦЗ комплексу і його штабу і полягає в здійсненні постійного керівництва робітниками і службовцями, формуваннями ЦЗ комплексу на всіх етапах ведення ЦЗ. У цих умовах повинна бути розроблена схема оповіщення і зв'язку, яка є складовою частиною загального плану ЦЗ комплексу. Управління має бути постійним на всіх етапах: при загрозі нападу, в умовах проведення розосередження і евакуації, а також при проведенні рятувальних та інших невідкладних робіт. На важливих об'єктах економіки при загрозі нападу противника створюються дві групи управління: одна безпосередньо на комплексі, а друга в заміській зоні, в районі розосередження робітників і службовців.

Розроблення і реалізація заходів щодо захисту працівників від наслідків НС

Для організації діяльності системи ЦЗ готелю розробляється та затверджується План реагування на можливі НС [26]. Основним завданням є збереження життя і здоров'я персоналу комплексу, мінімізація матеріальних втрат. З цією метою вживаються дієві заходи для захисту працівників (робітників) комплексу та населення, місць постійного перебування значної кількості людей, вирішення питань розосередження або термінової евакуації працівників підприємств з території, на яку можуть бути поширені небезпечні фактори ураження прогнозованої НС. Змістом плану дій мають бути:

- перший розділ: оцінка (аналіз) природного (топографічного), техногенного та екологічного стану місцевості (території) розташування об'єктів і можливого характеру, пов'язаних з ними НС; - другий розділ: оцінка (аналіз кількісного і якісного складу) об'єкта ЦЗ з урахуванням розташування його складових на місцевості (території), вірогідність НС на самому комплексі і на території його розташування, оцінка зовнішніх і внутрішніх факторів, що будуть полегшувати або утруднювати організацію та ведення ЦЗ комплексу і що потрібно зробити, щоб усунути або зменшити вплив негативних факторів; - третій розділ: рішення Начальника ЦЗ комплексу на організацію дій органів управління сил і структурних підрозділів у разі раптового нападу противника, в режимах повсякденній діяльності, підвищеної готовності, НС, надзвичайного, воєнного стану в періоди запобігання і реагування на можливі НС; окремим розділом – реагування на можливі НС, пов'язані з потенційно небезпечними об'єктами; на організацію захисту за складовими: спостереження, оповіщення, радіаційного, хімічного, медичного, інженерного захисту та евакуації (розосередження); - четвертий розділ: матеріально – технічне забезпечення захисту особового складу на випадок раптового нападу противника, за режимами дій: в повсякденній діяльності, підвищеної готовності, надзвичайної ситуації, надзвичайного та воєнного стану за складовими: спостереження, оповіщення, взаємодії, протирадіаційного, протихімічного, медичного, інженерного захисту та евакуації (розосередження). - п'ятий розділ: організація управління, зв'язку, оповіщення та взаємодії за місцем постійної дислокації і в заміській зоні (схема – план з пояснювальною запискою).

Загальні висновки

В першому розділі розроблено архітектурно-конструктивні рішення для проектування готельно-торгівельного комплексу, проведено теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожі.

В другому розділі проведено розрахунок балки перекриття, розрахунок на міцність похилих перерізів, запроектовано основи і фундаменти.

В третьому розділі за допомогою комп'ютерного моделюючого експерименту дослідили елементи несучих конструкцій та підбрали необхідні параметри несучих конструкцій;

Встановлено менші прогини в горизонтальних несучих конструкціях при меншій довжині елементу ригеля обпертого на колону, що підвищує несучу здатність конструкцій будівлі та дозволяє зменшити переріз прогонів, що в свою чергу дає більшу економічну доцільність та дозволяє зменшити вартість будівництва

В четвертому розділі підбрано необхідний комплекс заходів по забезпеченню охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях при зведенні даного об'єкту.

Бібліографія

1. Абелев М.Ю. Деформации сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, –М.: Стройиздат, 1982
2. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах, – М.: Стройиздат, 1983
3. Акройд Т., Лабораторные испытания грунтов, Автотрансиздат, 1959
4. Березанцев В.Г. Расчёты прочности оснований сооружений, Госстройиздат, 1960
5. Бишоп А., Хенкель Д. Определение свойств грунтов в трёхосных испытаниях, Госстройиздат, 1961
6. Далматов Б.И. Проектирование и устройство фундаментов около существующих зданий, - Л. – ЛДНТП, 1973
7. Далматов Б.И. Фундаменты зданий на слабых грунтах // Труды VII Дунайско-Эвропейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению, - Кишинёв, 1983
8. ДСТУ Б.В. 2.1-3-96 Ґрунти Лабораторні випробування. Загальні положення
9. Денисов Н. Я. Строительные свойства грунтов, Госэнергоиздат, 1956
10. Ежов Е.Ф. Исследование дополнительной осадки фундаментов сооружений при устройстве около них ограждающих шпунтовых стен, Автореферат дис. канд. техн. наук – Л.,1980
11. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Хілобок В.Г., Яковлев А.В. Інженерна геологія: Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. – К.: Вища школа., 1992
12. Збірник матеріалів науково-технічного семінару “Розрахунок будівель та споруд спільно з основою”, Київ – Львів, Україна, 2002
13. Инструкция по проектированию зданий и сооружений в существующей застройке г. Киева : ВСН 2-80, - Киев., 1980