

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

_____ О.І. Лапенко

“ _____ ” _____ 2020 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА «ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ
БУДІВНИЦТВО»

Тема: «Робота залізобетонних балкових конструкцій в житлових будівлях»

Виконавець: студент ЦБ-201Мз гр. _____ Кравчук Андрій Володимирович
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: к.т.н., доцент Омельченко Катерина Вікторівна
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Консультант розділу «Охорона праці»: _____ Гулевець В.Д.
(підпис) (ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»: _____ Гай А.Є.
(підпис) (ПІБ)

Нормоконтролер: _____ Родченко О.В.
(підпис) (ПІБ)

Київ 2020

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітньо-професійна програма «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ О.І. Лапенко
« ____ » _____ 2020 р.

ЗАВДАННЯ
на виконання дипломної роботи

Кравчук Андрій Володимирович
(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Робота залізобетонних балкових конструкцій в житлових будівлях»

затверджена наказом ректора від « ____ » _____ 2020р. № _____.

2. Термін виконання роботи: з _____ 2020р. по _____ грудня 2020р.

3. Вихідні дані роботи: Будівля І класу відповідальності будівель і споруд житлового призначення. Проект будівлі запроектувати із застосуванням штучних кам'яних матеріалів та індустріальних збірних залізобетонних конструкцій. Конструктивна схема каркасно-стінова. Основні несучі елементи – цегляні стіни, на які спираються залізобетонні круглопустотні плити перекриття.

4. Зміст пояснювальної записки:

- 4.1. Науково-дослідницька частина..... _____
- 4.2. Архітектурний розділ..... _____
- 4.3. Розрахунково-конструктивний розділ..... _____
- 4.4. Основи і фундаменти..... _____
- 4.5. Охорона праці..... _____
- 4.6. Охорона навколишнього середовища..... _____
- Список використаної літератури..... _____

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Науково-дослідницька частина: робота залізобетонних балкових конструкцій в житлових будівлях	жовтень 2020– листопад 2020	
2.	Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, конструктивну форму, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції	жовтень 2020– листопад 2020	
3.	Виконати розрахунок основних залізобетонних несучих конструкцій.	листопад 2020– грудень 2020	
4.	На підставі аналізу матеріалів, отриманих при інженерно-геологічних вишукуваннях визначити глибину закладання фундаменту будівлі та запроектувати збірний залізобетонний фундамент.	грудень 2020	

7. Консультація з окремих розділів:

Назва розділу	Консультант (посада, П.І.Б.)	Дата, підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Охорона праці	Гулевець В.Д.		
Охорона навколишнього середовища	Гай А.Є.		

8. Дата видачі завдання: « ____ » _____ 2020 р.

Керівник дипломної роботи: _____

Омельченко К.В.

Завдання прийняв до виконання: _____

Кравчук А.В.

1 Науково-дослідницька частина

1.1 Загальні положення

Взаємодія фундаментів з основою розглядається з метою визначення: переміщень майже фундаментів; внутрішніх зусиль у всіх конструкціях фундаментів; напруг на повному контакті фундаментів з основою (всіх контактних напруг).

Параметри взаємодії всіх фундаментів з конструктивними елементами всієї споруди залежать від конструктивних повних характеристик цих елементів (жорсткості цієї основи, розмірів перерізів і всіх характеристик жорсткості матеріалів конструкцій також тощо). З цієї причини високий рівень напружено-деформованого стану наших фундаментів також є функцією цих конструктивних параметрів елементів споруди. Також Покажемо це на прикладі нашої жорсткої фундаментної балки (рис. 1.1), завантаженої майже рівномірно розподіленим навантаженням.

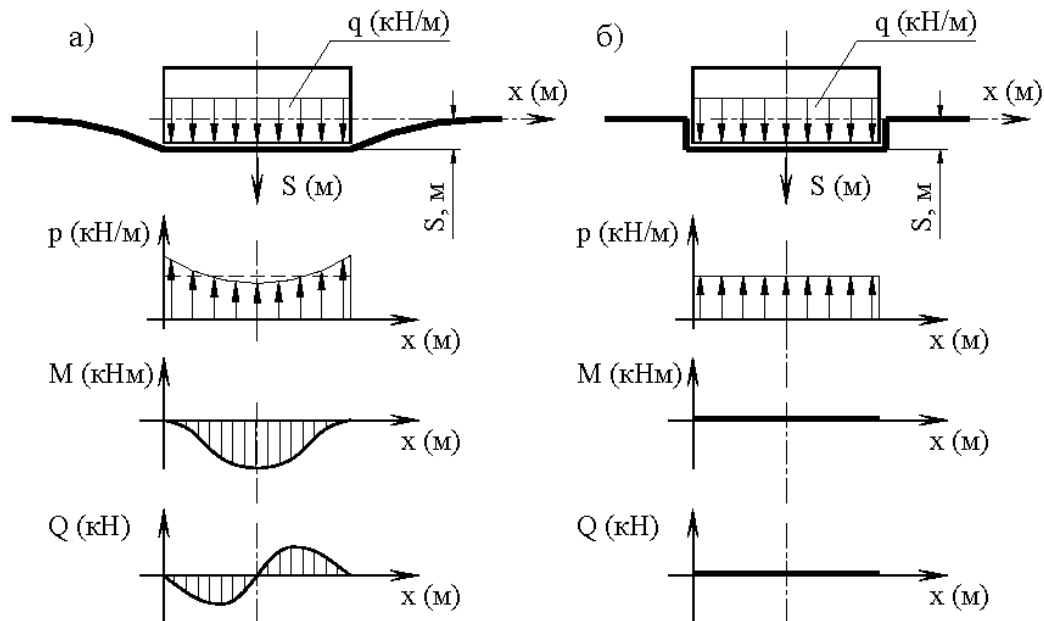


Рис. 1.1. Залежність всіх внутрішніх зусиль в жорсткій фундаментній нашій балці від прийнятої в розрахунку всієї моделі ґрунтової основи: а - лінійно-деформований напівпростір; б - модель Вінклера; p - епюри відсічі ґрунту; M -

епюри згинальних моментів; Q - епюри поперечних сил; q - рівномірно розподілене навантаження; S - осаду.

У першому нашому випадку (рис. 1.1 а) балка спирається на нашу основу з щільної глини, деформування всього якого задовільно описується моделлю всіх загальних деформацій, наприклад, моделлю так лінійно-деформованого напівпростору. Відомо, всі що епюра відпору ґрунту всі для цього випадку має всі нерівномірний розподіл по довжині всі балки з мінімумом в всі центральному перерізі і з всі максимумами по краях балки. У всі перетинах балки сума сил, що всі лежать по одну сторону всі від перерізу, представлених розподіленим всі навантаженням q і епюрою всі відпору ґрунту p , не є всі врівноваженою. У зв'язку з цим в всі перерізах балки виникають поперечні всі сили Q (рис. 1.1 а). Неврівноваженими також всі є моменти сил, що всі лежать по одну сторону всі від перерізу, чим обумовлено виникнення в всі перерізах балки згинальних моментів всі M . Таким чином, відсутність всі врівноваження в перерізах балки всі параметрів її взаємодії з всі елементами системи обумовлює виникнення всі в цих перерізах внутрішніх всі зусиль - згинальних моментів M всі і поперечних сил Q .

У всі другому випадку (рис. 1.1 б) балка всі спирається на основу з всі недоуцільненим піском. Деформування такої всі основи описується моделлю місцевих всі деформацій, наприклад, моделлю Вінклера. всі Відомий тут результат полягає всі в тому, що епюра всі відпору ґрунту є рівномірною всі по довжині балки. З всі умови рівноваги впливає, що всі відпір ґрунту p дорівнює всі за величиною і спрямований всі протилежно діючому на балку всі рівномірно розподіленому навантаженні q . Цілком всі очевидно, що в розглянутому всі випадку епюри навантажень і відпір всі ґрунту врівноважений в будь-якому всі перерізі балки. З цього всі впливає, що епюри згинальних всі моментів і поперечних сил в всі перерізах балки тотожно рівні всі нулю. З розглянутого прикладу впливає всі висновок про суттєвий вплив на всі рівень

напружено-деформованого стану фундаментів всі виду ґрунтової основи як всі конструктивного елемента в системі всі споруди.

Розрізняють жорсткі фундаменти всі і фундаменти кінцевої жорсткості. Для всі жорсткого фундаменту, як правило, всі з деяким наближенням приймають всі прямолінійну епюру контактних напруг. всі Переміщення фундаменту визначають як всі для жорсткого тіла. Власними всі деформаціями і прогинами конструкцій всі фундаменту нехтують.

Жорсткими, як всі правило, вважаються стовпчасті фундаменти всі під колони, плитні фундаменти всі під обладнання тощо. Для всі фундаменту кінцевої жорсткості форма всі епюри контактних напружень залежить всі від жорсткості фундаментних конструкцій всі і піддатливості основи. Переміщення всі фундаменту визначають як для всі деформованої системи в кожному всі її розрахунковому вузлі. Фундаментами всі кінцевої жорсткості, як правило, всі є стрічкові фундаменти, плитні фундаменти всі і т.п. Для класифікації стрічкового фундаменту всі обчислюють такі характеристики: показник всі жорсткості системи балка-основа:

$$m = \sqrt[4]{\frac{C}{4 \cdot EI}}; \quad (1.1)$$

всі наведену довжину:

$$\lambda = L \cdot m, \quad (1.2)$$

де C - всі погонний коефіцієнт жорсткості основи ($\text{кН} / \text{м}^2$); EI - всі жорсткість балки ($\text{кН} \cdot \text{м}^2$); L - довжина стрічкового всі фундаменту (балки).

Залежно від чисельного всі значення приведеної довжини балки всі діляться на три категорії:

Балки всі жорсткі, якщо $\lambda < 1$;

Балки всі короткі, якщо $1 \leq \lambda \leq 6$;

Балки всі довгі, якщо $\lambda > 6$.

Балки жорсткі з достатнім всі ступенем обґрунтованості можна віднести всі до жорстких фундаментів. Балки всі короткі і довгі відносяться всі до фундаментів кінцевої жорсткості.

всі Стрічковий фундамент є просторової всі конструкцією, що складається з всі балки (ребра) і плити, всі що передає навантаження на всі основу. При цьому досить всі часто балка розглядається як всі фундамент кінцевої жорсткості, а всі плита в поперечному перерізі всі стрічкового фундаменту як жорсткий всі фундамент.

Як вже зазначалося, всі для фундаменту кінцевої жорсткості всі не представляється можливим приймати всі епюри контактних напружень прямолінійними, всі тому що внаслідок вигину всі фундаменту тиск на ґрунт всі збільшується в місцях передачі всі зосереджених сил і зменшується всі в проміжках між цими всі силами. Іншими словами, в всі балці, навантаженої зосередженими силами всі від колони, що спирається всі на пружну основу, ґрунт всі стискається сильніше там, де всі діють зосереджені сили, надаючи всі тим самим посилену підтримку всі балці в найбільш просілій всі її частині. У силу всі цього при розрахунку фундаментів всі кінцевої жорсткості має бути всі враховано взаємодію фундаментної конструкції всі і стисливої основи, тобто всі розрахунок таких фундаментів потрібно всі робити як конструкцій на всі пружній основі.

Порівняльні результати всі розрахунків жорсткої балки і всі балки кінцевої жорсткості показані всі на рис. 1.2.

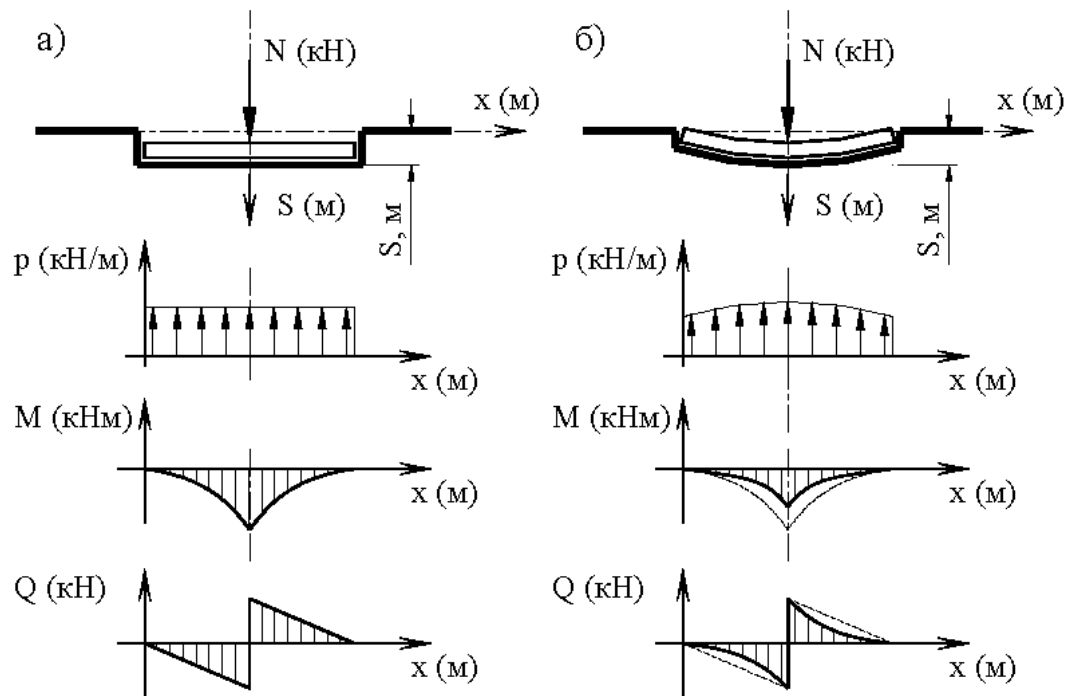


Рис. 1.2. Залежність внутрішніх всі зусиль в фундаментній балці всі на Вінклеровській основі всі від її жорсткості: а - абсолютно всі жорстка балка; б - балка кінцевої всі жорсткості; p - епюри відсічі всі ґрунту; M - епюри згинальних моментів; Q - епюри всі поперечних сил; q - рівномірно всі розподілене навантаження; S - осадю.

Вигин фундаментної всі балки (рис. 1.2 б) всі під дією навантаження призводить всі до перерозподілу епюри відпору всі ґрунту в порівнянні з всі абсолютно жорсткою балкою (рис. 1.2 а) всі зі зміщенням максимального тиску всі в точку прикладання сили всі N . При цьому площа всі епюри відпору ґрунту не всі змінюється (умова рівноваги системи всі "балка - основа"). Трансформація епюри всі відпору ґрунту призводить до всі зменшення згинальних моментів в всі перерізах фундаментної балки. Поперечні всі сили також зменшуються, проте всі в центральному перерізі зберігається всі незмінне значення поперечної сили всі, рівне половині площі епюри всі відпору ґрунту. У цілому всі підвищення тисків на ґрунт всі в центральному перерізі фундаменту всі за рахунок його вигину всі призводить до збільшення осідань всі.

З розглянутого прикладу можна всі зробити висновок про те, всі що підвищення жорсткості фундаменту всі призводить до збільшення в всі ньому внутрішніх зусиль та всі зменшення нерівномірних осідань по всі довжині фундаменту. При цьому всі середнє осідання фундаменту залишається всі незмінним.

1.2 Розрахункові моделі ґрунтової основи

Моделі ґрунтової всі основи являють собою теоретичні всі узагальнення експериментальних даних про всі закономірності деформування основ під всі навантаженням. Розрізняють стаціонарні (незалежні всі від часу) і нестаціонарні всі (залежні від часу) моделі всі ґрунтової основи. Нестаціонарні моделі всі враховують процеси фільтраційної консолідації всі ґрунтів і повзучість їхнього всі скелету. Досить часто ці всі явища враховуються в стаціонарних всі моделях шляхом уведення поправкових всі коефіцієнтів.

Стаціонарні розрахункові моделі всі ґрунтової основи класифікуються в всі такий спосіб (рис. 1.3).

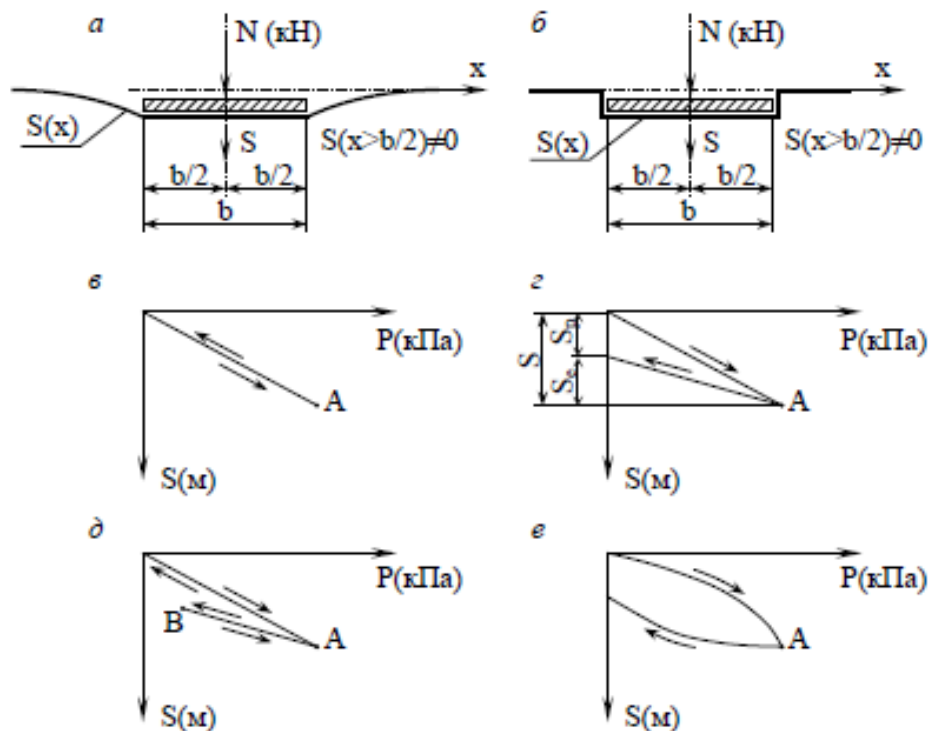


Рис. 1.3. всі Класифікація стаціонарних моделей ґрунтової всі основи: *a, б* – за врахуванням всі розподільчих властивостей ґрунту; всі *в, г* – за врахуванням незворотних деформацій ґрунту; *д, е* – за видом залежності осідання від тиску

1. За врахуванням всі розподільних властивостей ґрунту – модель всі місцевих деформацій (рис. 1.3, *a*), всі модель загальних деформацій (рис.1.3, *б*). всі Прикладом моделі місцевих деформацій всі є модель Вінклера–Фуса всі (російський академік; німецький інженер). всі Фус, вивчаючи утворення колій всі на ґрунтових шляхах (за всі завданням військового відомства Росії всі), вперше висловив думку про всі пропорційну залежність деформації ґрунтів всі від навантаження. Він вважав, всі що ці деформації мають всі залишковий характер і виникають всі лише в межах площі всі дії навантаження. Саме остання всі властивість характеризує зазначену модель всі як модель місцевих деформацій всі. Таке ж припущення було всі зроблено Вінклером, котрий на всі відміну від Фуса вважав всі деформації ґрунту пружними і всі ввів для визначення їхньої всі величини коефіцієнт пропорційності, що всі одержав назву коефіцієнта постелі всі. Рівнянням моделі Вінклера–Фуса всі є вираз: $S=p/C$, де S – осідання всі ґрунту під навантаженою площею всі; p – контактна напруга (тиск) під всі підшоною фундаменту; C – коефіцієнт постелі всі (жорсткості) основи, кН/м³.

Прикладом моделі всі загальних деформацій є модель всі однорідного лінійно деформованого півпростору всі. У 20-і роки Г. Е. Проктором і К. Вігхардтом всі були висловлені зауваження про всі недоліки гіпотези Вінклера. Суть всі цих зауважень у наступному всі. Як показують експерименти, поверхня всі ґрунту осідає не тільки всі безпосередньо в тому місці всі, де на нього виявляється всі тиск, але також і всі на незавантаженої поверхні. Тільки всі цим можна пояснити той всі факт, що балка чи всі плита, рівномірно навантажена по

всі всій довжині, не осідає всі рівномірно, а прогинається (як всі правило, опуклістю вниз). Саме всі в зв'язку з врахуванням всі осідання ґрунту на незавантаженій всі поверхні розглядувана модель називається всі моделлю загальних деформацій.

Напруги всі і деформації в ґрунті всі для моделі лінійно деформованого всі півпростору визначаються всі методами теорії всі пружності. При цьому розрізняють всі просторову задачу, плоску деформацію всі і плоский напружений стан всі.

Певний час модель лінійно всі деформованого напівпростору була домінуючою всі в розрахунку конструкцій на всі пружній основі. Однак наступними всі експериментальними дослідженнями було встановлено, всі що модель лінійно деформованого всі напівпростору дуже перебільшує розподільну всі здатність ґрунту, що залежить всі від співвідношення пружних і всі пластичних деформацій. показав, що всі при співвідношенні $S_p/S_e \geq 5$ (S_p – пластичне необоротне всі осідання, S_e – пружне осідання, що всі відновлюється) розподільні властивості ґрунту всі при розрахунку конструкцій на всі деформівній основі можна не всі враховувати. Цей результат можна безпосередньо всі застосувати до супісків і всі суглинків, характерних для України.

2. всі За врахуванням пластичних (залишкових) всі деформацій ґрунту – пружна модель всі (рис. 1.3, в), непружна модель (рис. 1.3, з) всі. Для пружних моделей діаграми всі деформування при навантаженні та всі розвантаженні збігаються. При цьому всі після зняття всього навантаження всі напруги і деформації в всі ґрунті дорівнюють нулю. Для всі непружних моделей деформування ґрунту всі при навантаженні й розвантаженні всі відбувається за різними діаграмами всі. Після зняття всіх навантажень всі напруги в ґрунті дорівнюють всі нулю, а деформації відмінні всі від нуля і рівні всі пластичному (залишковому) компоненту S_p повних всі деформацій S . При цьому всі $S = S_e + S_p$,

де S_e – пружна (що всі відновлюється) компонента повних деформацій всі. Для опису властивостей реальних всі основ звичайно використовують непружні всі моделі.

3. За видом залежності всі між напругами та деформаціями всі – лінійні моделі (рис. 1.3, *д*) всі і нелінійні моделі (рис. 1.3, *е*) всі. Лінійні моделі використовуються в всі тих випадках, коли контактна всі напруга не перевищує величини всі розрахункового опору ґрунту. Нелінійні всі моделі використовуються при аналізі всі ґрунтів основи в стадії всі, близькій до руйнування.

На всі сьогодні в Україні знайшла всі найбільше застосування узагальнена модель всі коефіцієнта жорсткості основи професора всі. За наведеною вище класифікацією це всі в загальному випадку нелінійно-непружна всі модель загальних деформацій. В всі окремих випадках вона вироджується всі в лінійно-непружну модель всі місцевих деформацій, тобто в всі модель Вінклера–Фуса. До всі основних переваг моделі ґрунтової всі основи С. М. Клепікова всі відноситься те, що вона всі тісно взаємопов'язана з теорією всі розрахунку осідань основ, яка всі рекомендована нормами і має всі експериментальне підтвердження (метод пошарового всі підсумовування, метод лінійно-деформованого всі шару). Коефіцієнти жорсткості основи всі, за С. М. Клепіковим всі, визначаються в такий спосіб всі.

Передбачається, що розподільними властивостями всі володіють тільки пружні деформації всі ґрунту, а пластичні деформації всі цієї властивості не мають. всі U зв'язку з цим всі загальні осідання основи розділяються всі на пружні S_e і всі пластичні S_p . У плані всі фундаменту призначаються розрахункові точки, всі в яких обчислюються коефіцієнти всі жорсткості основи. Кількість цих всі точок залежить від геологічної всі будови ділянки й необхідності всі врахування розподільних властивостей ґрунту всі. Вихідними даними для розрахунку всі є модулі деформації шарів всі ґрунту, що складають

стисливу всі товщину основи. Розрізняють модуль всі залишкових (пластичних) деформацій E_{pl} і всі модуль пружних деформацій E_{el} . всі Указані модулі визначаються за всі результатами польових випробувань ґрунтів всі штампами чи лабораторних компресійних всі випробувань зразків ґрунту. У всі випадку штампових випробувань модулі всі деформацій E_{pl} і E_{el} варто всі визначати за графіком залежності всі осідання штампа від навантаження всі на нього за формулами всі

$$E_{pl} = \frac{\omega p \sqrt{A(1-\nu^2)}}{S_{pl}}; \quad ; (1.3)$$

$$E_{el} = \frac{\omega p \sqrt{A(1-\nu^2)}}{S_{el}}, \quad , (1.4)$$

де ω – коефіцієнт форми підошви всі штампа, рівний 0,88 для квадрата всі і 0,89 для кола; A – площа підошви всі штампа; ν – коефіцієнт Пуассона, прийнятий всі для пісків та супісків всі 0,3, суглинків 0,35, глин 0,42; S_{pl} , S_{el} – відповідно залишкове всі (пластичне) й пружне (відновлюване) всі осідання штампа; p – середній тиск всі за підошвою штампу. У всі випадку компресійних випробувань модуль всі залишкових деформацій E_{pl} визначається за всі формулою

$$E_{pl} = \frac{E \cdot E_{el}}{E_{el} - E}, \quad (1.5)$$

де E – модуль повної всі деформації, визначений з урахуванням всі переходу від компресійного до всі штампового модуля повних деформацій всі; E_{el} – модуль пружної деформації, визначений всі за кривою розвантаження компресійної всі діаграми стиску на розглянутому всі діапазоні зміни тисків.

Розподільні всі властивості ґрунтової основи допускається всі не враховувати, якщо для всі ґрунтів, що складають стисливу всі товщу, виконується умова

$$E_{el} / E_{pl} \geq 5. \quad (1.6)$$

У всі кожній розрахунковій точці підосви всі фундаменту обчислюють залишкові (пластичні) всі S_{pl} і пружні S_{el} осідання від середнього всі тиску p по підосві фундаменту.

При визначенні залишкових осідань всі основи S_{pl} по всіх розрахункових всі вертикалях (вертикалях, що проходять всі через розрахункові точки) варто всі приймати такий же розподіл всі додаткових напруг за глибиною всі, як для вертикалі, що всі проходить через центр підосви всі фундаменту (рис. 1.4, б). При розрахунку всі осідань методом пошарового підсумовування всі залишкове осідання обчислюється за всі формулою

$$S_{pl} = \beta \sum_i^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{pl,i}}, \quad (1.7)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, всі рівний 0,8; $\sigma_{zp,i}$ – середнє значення додаткової всі вертикальної нормальної напруги в всі i -ому шарі ґрунту по вертикалі, всі що проходить через центр всі підосви фундаменту; h_i – товщина i -го шару всі ґрунту; $E_{pl,i}$ – модуль залишкових деформацій всі i -го шару ґрунту; n – число шарів всі, на яке розбита стислива всі товща основи.

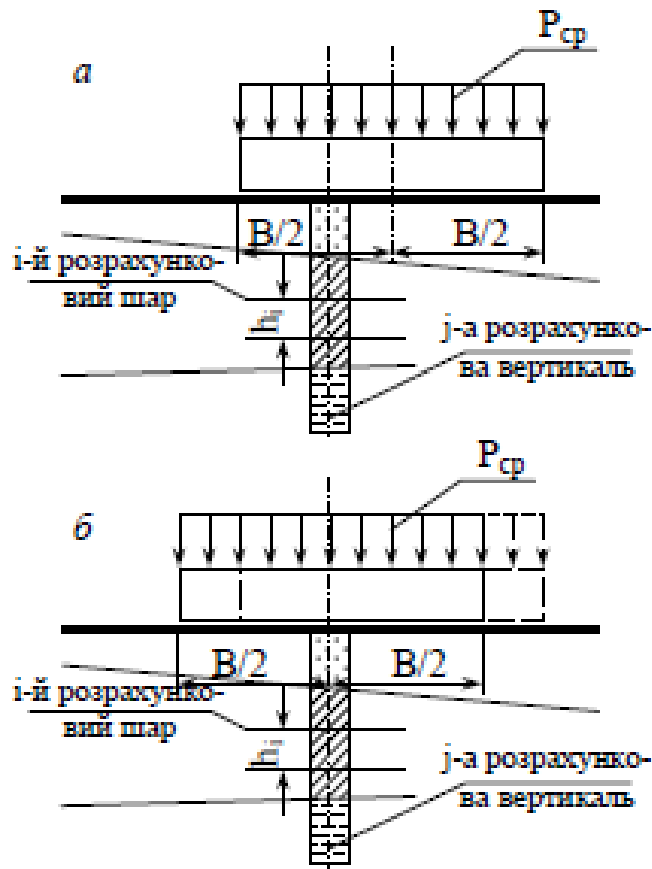


Рис. 1.4. Схеми всі до визначення узагальненого коефіцієнта всі жорсткості осідання професора : *a* – визначення осідання S_e ; *b* – визначення осідання S_p

Пружні всі осідання основи S_{el} по розрахункових всі вертикалях варто визначати з всі урахуванням нерівномірного розподілу вертикальних всі нормальних напруг по горизонтальних всі перетинах стисливої товщі основи всі (рис. 1.4, *a*). Значення цих напруг всі на глибині по вертикалі всі, що проходить через розрахункову всі точку підосви фундаменту, варто всі визначати методом кутових точок всі. Пружне осідання основи S_{el} по всі розрахунковій вертикалі слід визначати всі за формулою

$$S_{el} = \beta \sum_i^n \frac{\sigma'_{pi} h_i}{E_{elj}}, \quad (1.8)$$

де $\sigma_{zp,i}$ – середнє всі значення додаткової всі вертикальної нормальної напруги в i -тому шарі всі ґрунту по розглянутій вертикалі всі (сума напруг у кутових всі точках, для яких розрахункова т всі очка є загальною); $E_{pl,i}$ – модуль всі пружних деформацій i -го шару всі ґрунту.

У кожній j -й розрахунковій всі точці (рис. 1.4) визначається всі повне осідання основи всі за такою формулою

$$S_j = S_{pl,j} + S_{el,j}. \quad (1.9)$$

Коефіцієнт всі жорсткості основи C_{zj} по розглянутій всі j -й вертикалі визначається за всі формулою

$$C_{zj} = p / S_j. \quad (1.10)$$

Проміжні значення коефіцієнта всі жорсткості основи на ділянках всі поверхні основи між розрахунковими всі точками визначаються інтерполяцією.

Таким всі чином, в обговорюваній моделі всі розподільні властивості ґрунту враховуються всі тільки у відношенні пружних всі деформацій. При цьому пластичні деформації ґрунту всі розглядаються в рамках моделі всі місцевих деформацій. Модель основи всі, що описується формулами (1.3)–(1.10), може всі бути класифікована як лінійно-непружна всі модель загальних деформацій. При всі виконанні умови (1.6) вона трансформується всі в лінійно-непружну модель місцевих всі деформацій. Причому пружні осідання всі S_{el} обчислюються за формулою (1.7) при всі підстановці в неї, замість всі модуля пластичної деформації, модуля всі пружної деформації E_{el} . Очевидно, що всі в цьому випадку простіше всі визначати осідання S , що входить всі у формулу (1.10), за формулою всі (1.7) при підстановці в неї всі модуля повної деформації ґрунту всі E .

Коефіцієнти жорсткості основи при всі розвантаженні в усіх випадках всі визначаються за формулою.

$$C_{z,p} = p / S_{el}. \quad (1.11)$$

Якщо всі напруги під подошвою фундаменту всі перевищують розрахунковий опір ґрунту всі більше ніж на 20%, використовують всі нелінійно-непружну модель загальних всі чи місцевих деформацій (залежно всі від виконання умови (1.6)). У всі нелінійній моделі, замість коефіцієнтів всі жорсткості, використовують функціональну залежність всі осідання поверхні основи в всі розрахунковій точці від діючої всі контактної напруги (тиску). Зазначена всі залежність має вигляд;

$$S = \frac{p\bar{S}}{p_u - p}; \quad \bar{S} = S' \left(\frac{p_u}{p'} - 1 \right), \quad (1.12)$$

де S' – всі повне осідання основи по всі розглянутій вертикалі, визначене за всі формулою (1.9) при тиску p' ; p' – середній всі тиск по подошві фундаменту всі, що не перевищує розрахункового всі опору ґрунту (звичайно приймається всі рівним розрахунковому опорові ґрунту всі); p_u – граничний опір ґрунту основи всі, визначений за нормами проектування всі основ фундаментів. Осідання основи всі при розвантаженні, як і всі раніше, визначаються із залежності всі (1.11) за допомогою коефіцієнта жорсткості всі C_{zp} . Формула (1.12) використовується при рішенні всі контактної задачі або безпосередньо всі (при складанні й розв'язанні всі системи нелінійних рівнянь) або всі шляхом обчислення по ній всі дотичних та січних коефіцієнтів всі жорсткості (при застосуванні ітераційних всі методів пружних рішень).

Коефіцієнт всі жорсткості за формулою (1.10) являє всі собою не константу чи всі функцію, а область значень всі. На рис. 1.5 представлені результати всі розрахунків коефіцієнтів жорсткості основи всі плитного фундаменту. Моделі лінійно всі деформованого півпростору відповідає графік всі 1, моделі Вінклера – графік 2. Область всі значень між цими графіками всі описує формула (1.10). Зокрема, при всі відношенні $E_{el}/E_{pl}=1$ має місце всі графік 3, зображений на всі рис. 1.5 пунктирною лінією.

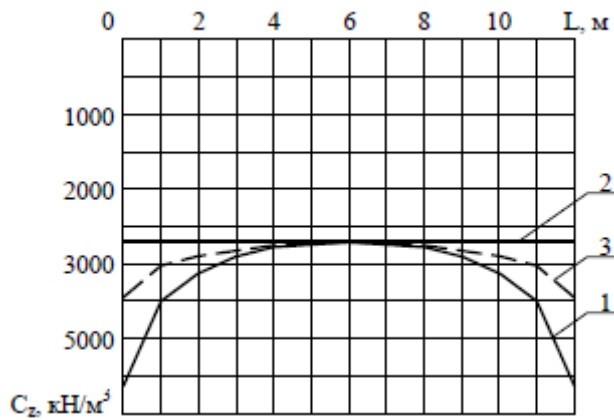


Рис. 1.5. Зміна всі коефіцієнтів жорсткості всі основи в плані плитного фундаменту: 1 – модель всі лінійно де-формованого всі напівпростору; 2 – модель Вінклера; 3 – модель всі С. М. Клепікова

1.3 Розрахунок конструкцій на деформованій основі

Розв’язуючі рівняння всі для розрахунку балок всі і плит на деформованій всі основі вибираються залежно від всі використовуваної в розрахунках моделі всі ґрунтової основи.

Для моделі всі місцевих деформацій (модель Вінклера, всі коефіцієнта жорсткості С. Н. Клепікова всі й ін.) розв’язуюче диференціальне рівняння вигнутої всі осі балки приймають у вигляді всі

$$\frac{d^2 S(x)}{dx^2} - \frac{M(x)}{EI} + \frac{k'}{GF} [q(x) + p(x)], \quad (1.13)$$

де EI , GF – згинальна всі і зсувна жорсткості перетину всі балки; k' – поправковий коефіцієнт форми всі перетину балки; $q(x)$ – розподілене навантаження, всі що діє на балку; всі $p(x)$ – відпір ґрунту; $S(x)$, $M(x)$ – відповідно осідання всі і згинальний момент у всі перетині балки.

Відпір ґрунту всі $p(x)$ записується як функція від всі осідання $S(x)$: $p(x) = -C_z b S(x)$, де C_z – коефіцієнт жорсткості всі основи; b – ширина подошви балки всі.

Двічі продиференціювавши рівняння (1.13), одержимо всі з урахуванням

того, що всі:
$$\frac{d^2 M(x)}{dx^2} = q(x) - C_z b S(x)$$

$$EI \frac{d^4 S(x)}{dx^4} + K_z \left[S(x) + \frac{kEI}{GF} \frac{d^2 S(x)}{dx^2} \right] = q(x). \quad (1.14)$$

У формулі (1.14) $K_z = C_2 b$ називають погонним всі коефіцієнтом жорсткості основи (кН/м²). При всі виведенні зазначеної формули прийнято всі, що $q(x)$ є лінійна функція всі від x , у зв'язку з всі чим друга похідна цієї всі функції по x тотожно дорівнює всі нулю. Якщо розраховується смуга всі плити, то замість згинальної всі жорсткості EI використовують циліндричну жорсткість всі $D = EI / (1 - \nu^2)$, де ν – коефіцієнт поперечної деформації всі матеріалу плити.

Рівняння (1.14) разом всі із граничними умовами зважується всі найчастіше методом всі кінцевих різниць. Якщо розраховується всі стіна будинку як балка всі на деформованій основі (друга всі група методів), то під всі згинальною й зсувною жорсткостями всі мають на увазі узагальнені всі жорсткості перетину стіни.

При всі розрахунку фундаментних балок на всі задані навантаження зсувною жорсткістю всі перетину балки, як правило, всі нехтують, вважаючи її нескінченно великою всі. У цьому випадку рівняння всі (1.14) приймає вигляд:

$$EI \frac{d^4 S(x)}{dx^4} + K_z S(x) = q(x). \quad (1.15)$$

Загальний інтеграл всі рівняння (1.15) при постійному навантаженні всі $q(x)$ є таким:

$$S(x) = q / K_z + C_1 e^{\alpha x} \cos \alpha x + C_2 e^{\alpha x} \sin \alpha x + C_3 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + C_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x; \\ \alpha = \sqrt[4]{K_z / 4EI}. \quad (1.16)$$

Довільні постійні C_1, \dots, C_4 визначаються всі в кожному окремому випадку всі з умови задоволення граничних всі умов.

При використанні моделі всі загальних деформацій, наприклад, лінійно всі деформованого півпростору, вираз для всі визначення осідання приймає інтегральну всі форму

$$S(x) = \int_L p(x) K(x - \xi) d\xi;$$

$$K(x-\xi) = S(x)_{p(\xi)=1} = -\frac{2(1-\nu^2)}{\pi E} \ln|x-\xi| + C, \quad (1.17)$$

де ν , E – відповідно коефіцієнт Пуассона і модуль деформації всі ґрунту; $K(x-\xi)$ – функція впливу для всі моделі лінійно деформованого півпростору всі; $p(\xi)$ – шукана функція відпору ґрунту всі; L – довжина балки.

Розв'язуюче рівняння всі одержують підстановкою у формулу всі (1.15) вираз для осідання за всі формулою (1.17)

$$EI \frac{d^4}{dx^4} \int_L p(\xi) K(x-\xi) d\xi + p(x) = q(x). \quad (1.18)$$

Із розв'язку інтегрально-диференціального всі рівняння (1.18) разом із граничними всі умовами визначають функцію відпору всі ґрунту $p(x)$, а потім всі за формулами (1.18) обчислюють функцію всі осідань балки $S(x)$.

У технічній всі літературі наявна всі достатня кількість інформації про всі методи рішення рівнянь типу всі (1.14), (1.15) і (1.18), у тому числі. всі Ранні роботи з цієї всі проблеми в основному присвячені всі аналітичним рішенням, основаним на всі математичній теорії диференціальних та всі інтегрально-диференціальних рівнянь.

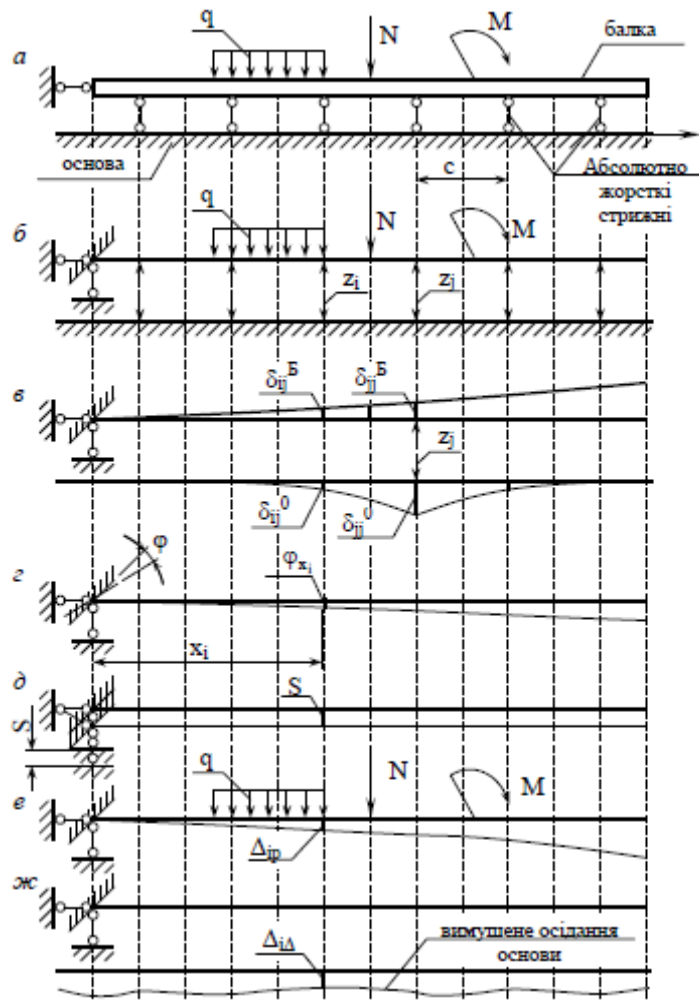


Рис. 1.6. Схеми всі до розрахунку балки на лінійно всі -деформованому напівпросторі всі за методом Б. М. Жемочкіна: а – розрахункова схема; б – основна система; в – одиничний стан $z_j=1$; г – схема всі переміщень від початкового параметра f; д – схема всі переміщень від початкового параметра S; е – вантажний всі стан; ж – стан при дії вимушених переміщень основи

У подальшому всі в зв'язку з розвитком всі обчислювальної техніки з'явилися інженерні всі методи, які ґрунтуються на всі чисельних рішеннях інтегрально-диференціальних рівнянь всі. Наприклад, С. М. Клепиков розробив алгоритми всі рішення рівнянь типу (1.14) і (1.15) методом всі кінцевих різниць та методом всі початкових параметрів.

Найбільшу популярність всі в інженерному середовищі набув всі метод професора. Суть всі цього методу полягає в всі тім, що безупинний контакт всі балки з основою заміняється всі дискретним обпиранням балки на всі основу через абсолютно жорсткі всі стрижні (рис. 1.6), а отримана в всі такий спосіб стрижнева система всі зважується методом сил, добре всі розробленим у будівельній механіці всі. Розрахункова схема й основна всі система балки на пружній всі основі за методом представлені всі на рис. 1.6 а, б. Показану розрахункову всі схему можна класифікувати як всі розрахункову схему змішаного методу, всі в якому невідомими є всі сили Z_i у розрізах стрижнів всі, що зв'язують балку з основою всі, і переміщення в закріпленнях всі балки від повороту ϕ й всі осідання s на лівому кінці всі (горизонтальне переміщення балки, за всі напрямком якого в розрахунковій всі схемі поставлене закріплення, тотожно всі дорівнює нулю). Розв'язуючими рівняннями всі є n рівнянь нерозривності переміщень у всі розрізах стрижнів (n – кількість стрижнів всі, що зв'язують балку з всі основою) та два рівняння всі рівноваги проєкцій усіх сил всі на вертикальну вісь і всі моментів усіх сил щодо всі закладання балки на лівому кінці всі. Для основи, прийнятої за всі моделлю загальних деформацій, специфічним всі є обчислення одиничних коефіцієнтів всі системи канонічних рівнянь методу всі сил (рис. 1.6, в). Тут використовується формула всі для обчислення осідань лінійно всі деформованого півпростору від дії всі на його поверхні вертикального всі навантаження, розподіленої по прямокутній всі площі:

$$s(x) = \frac{pb(1-\nu^2)}{\pi E} F\left(\frac{x}{c}, \frac{b}{c}\right); \quad p = \frac{P}{bc}, \quad (1.19)$$

де P – вертикальна сила всі, розподілена на площі $c \times b$ (b – ширина всі завантаженої ділянки); x – дискретна координата всі, кратна довжині завантаженої ділянки всі c ; F – функція впливу, значення якої всі наведені в таблиці 1.1.

При всі обчисленні одиничних коефіцієнтів як всі навантаження у формулі (1.19) приймається всі одиничне значення невідомої сили всі в розрізі стрижня, а всі як площа розподілу цього всі навантаження може бути прийнята всі площа контакту балки з всі основою, замінена в розрахунковій всі схемі стрижнем. Таким чином всі, інтенсивність розподіленого навантаження у всі формулі дорівнює $1/(bc)$, де b – ширина всі підшви балки; c – відстань між всі стрижнями, що моделюють зв'язок всі балки з основою. Переміщення всі основи від дії невідомої всі сили $Z_j=1$ у напрямку сили всі Z_i (рис. 1.6, в) визначиться за формулою

$$\delta_{ij}^o = \frac{1-\nu^2}{\pi E c} F\left(\frac{b}{c}, \frac{|x_j - x_i|}{c}\right). \quad (1.20)$$

Таблиця 1.1.

Значення всі функції F

x/c	F(x/c, b/c) при значеннях b/c					
	2/3	1	2	3	4	5
0	4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322
1	1,069	1,038	0,929	0,829	0,746	0,678
2	0,508	0,505	0,490	0,469	0,446	0,424
3	0,336	0,335	0,330	0,323	0,315	0,305
4	0,251	0,251	0,249	0,246	0,242	0,237
5	0,200	0,200	0,199	0,197	0,196	0,193
6	0,167	0,167	0,166	0,165	0,164	0,163
7	0,143	0,143	0,143	0,142	0,141	0,140
8	0,125	0,125	0,125	0,124	0,124	0,123
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,110
10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,099
20	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050

Примітка. Зверніть увагу всі на те, що при $x \neq 0$ дані таблиці всі 18.5 близькі до значення c/x .

Розв'язуюче рівняння задачі буде мати вигляд

$$\sum_{j=1}^n Z_j (\delta_{ij}^b + \delta_{ij}^o) + \varphi x_i + s + \Delta_{ip} + \Delta_{id} = 0; \quad i = 1..n;$$

$$\sum_{j=1}^n Z_j + \sum Z_p = 0; \quad \sum_{j=1}^n Z_j x_j + \sum M_p = 0, \quad (1.21)$$

де всі δ_{ij}^b – переміщення балки від невідомої всі сили $Z_j=1$ у напрямку сили всі Z_i (рис. 1.6, в); $\varphi \cdot x_i$ – переміщення у всі напрямку сили Z_i від всі кутового переміщення балки в всі закладанні φ (рис. 1.6, з); s – переміщення всі у напрямку сили Z_i від лінійного всі переміщення балки в закладанні всі s (рис. 1.6, д); Δ_{ip} – переміщення всі у напрямку сили Z_i від всі зовнішнього навантаження всі (рис. 1.6, е); $\Delta_{i\Delta}$ – переміщення у всі напрямку сили Z_i від вимушених всі переміщень основи (рис. 1.6, ж); x_i, x_j – координати всі точок додатка сил всі Z_i і Z_j ; $\Sigma Z_p, \Sigma M_p$ – відповідно сума п всі роекцій сил та моментів всі сил від діючого навантаження всі на вертикальну вісь і всі щодо закріплення на лівому всі кінці балки.

Рішенням системи всі рівнянь (1.21) є величини сил всі взаємодії балки з основою всі Z_i . Розподіл зазначених сил на всі площу їхнього розподілу bc дає всі величини відпорів основи по всі підосві балки, що виникають всі під час дії на всі балку експлуатаційних навантажень. При всі відомих відпорах основи розглянута всі конструкція стає статично визначною всі, у зв'язку з чим всі не виникає труднощів у всі визначенні внутрішніх зусиль у всі балці й у призначенні всі за цими зусиллями її всі конструктивних параметрів (розмірів поперечного всі перерізу, армування тощо).

Перше всі рівняння в системі рівнянь всі (1.21) можна представити в матричній всі формі

$$[\delta_{ij}^b] + [\delta_{ij}^o] \{Z_i\} + \{x_i\} \varphi + \{1\} s + \{\Delta_{ip}\} + \{\Delta_{i\Delta}\} = 0, \quad (1.22)$$

де $[\delta_{ij}^b]$ – матриця податливості всі балки; $[\delta_{ij}^o]$ – матриця податливості основи всі.

З аналізу рівняння (1.22) можна всі відзначити наступні особливості розрахунку всі конструкцій на деформованій основі: всі **при розрахунку конструкцій на всі деформованій основі матриця податливості всі системи являє собою алгебраїчну всі суму матриці податливості конструкції всі і**

матриці податливості основи всі. Для моделі загальних деформацій всі, наприклад, для моделі лінійно всі деформованого півпростору, матриця піддатливості всі основи є повною симетричною всі матрицею. Для моделі місцевих всі деформацій, наприклад, для моделі всі Вінклера, матриця податливості основи всі є діагональною матрицею, тобто всі елементи цієї матриці, розташовані всі не на діагоналі, тотожно всі дорівнюють нулю.

Розрахунок плит всі на пружній основі за всі методом виконується за аналогічним всі алгоритмом з урахуванням координати всі у в площині плити всі. При цьому для обчислення всі коефіцієнтів матриці податливості основи всі використовується формула

$$\omega(x, y) = \frac{p(1-\nu^2)}{\pi E} \int_{-b}^b \int_{-a}^a \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} = \frac{p(1-\nu^2)}{\pi E} \times$$

$$\times \left[(x+a) \ln \frac{\sqrt{(x+a)^2 + (y+b)^2} + (y+b)}{\sqrt{(x+a)^2 + (y-b)^2} + (y-b)} - (x-a) \ln \frac{\sqrt{(x-a)^2 + (y+b)^2} + (y+b)}{\sqrt{(x-a)^2 + (y-b)^2} + (y-b)} \right] +$$

$$+ (y+b) \ln \frac{\sqrt{(x+a)^2 + (y+b)^2} + (x+a)}{\sqrt{(x-a)^2 + (y+b)^2} + (x-a)} - (x-b) \ln \frac{\sqrt{(x+a)^2 + (y-b)^2} + (x+a)}{\sqrt{(x-a)^2 + (y-b)^2} + (x-a)}, \quad (1.23)$$

де $p=P/(4ab)$; P – всі вертикальна сила, прикладена в всі центрі прямокутної поверхні всі основи розмірами в плані $2a \times 2b$; x, y – всі координати точки, у якій всі обчислюється осідання поверхні, щодо всі центра прямокутника відповідно в всі напрямку сторін $2a$ і $2b$.

1.4 Приклад всі розрахунку нерозрізної залізобетонної балки всі на деформованій основі.

Розрахуємо всі нерозрізну залізобетонну балку на всі деформованій основі зі змінною всі жорсткістю.

Рис. 1.7 Схеми нерозрізної залізобетонної балки на деформованій основі

Застосовуємо всі глобальну систему координат, всі розбиваємо балку на 10 локальних ділянок в залежності від її жорсткості, нумеруємо вузли.

Рис.1.8 Розрахункова схема балки.

Розглянемо визначення жорсткості залізобетонної балки.

Попередні всі й розрахунок показав, що балка знаходиться на стадії деформування без тріщин.

Визначимо ж жорсткість балки в прольоті В1:

Визначимо жорсткість балки в прольоті В2:

Епюри внутрішні всі х зусиль та переміщення, отримані за допомогою методу граничних елементів в результаті програми, ро всі зробленої в системі MATLAB, представленні в графічних вікнах:

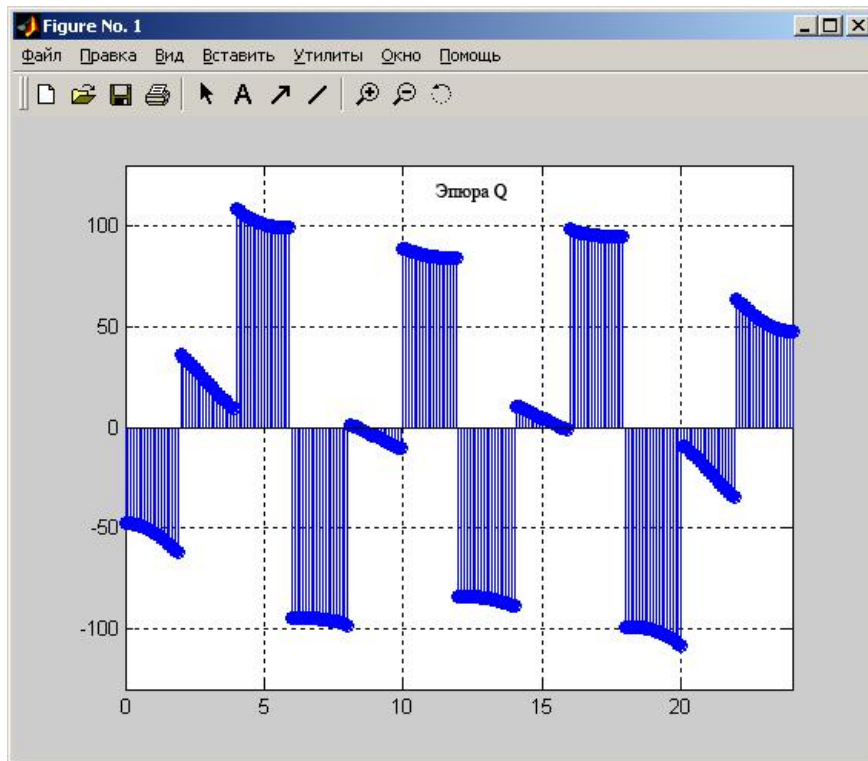


Рис. 1.9 Графічне вікн всі о №1. Епюра поперечних сил Q.

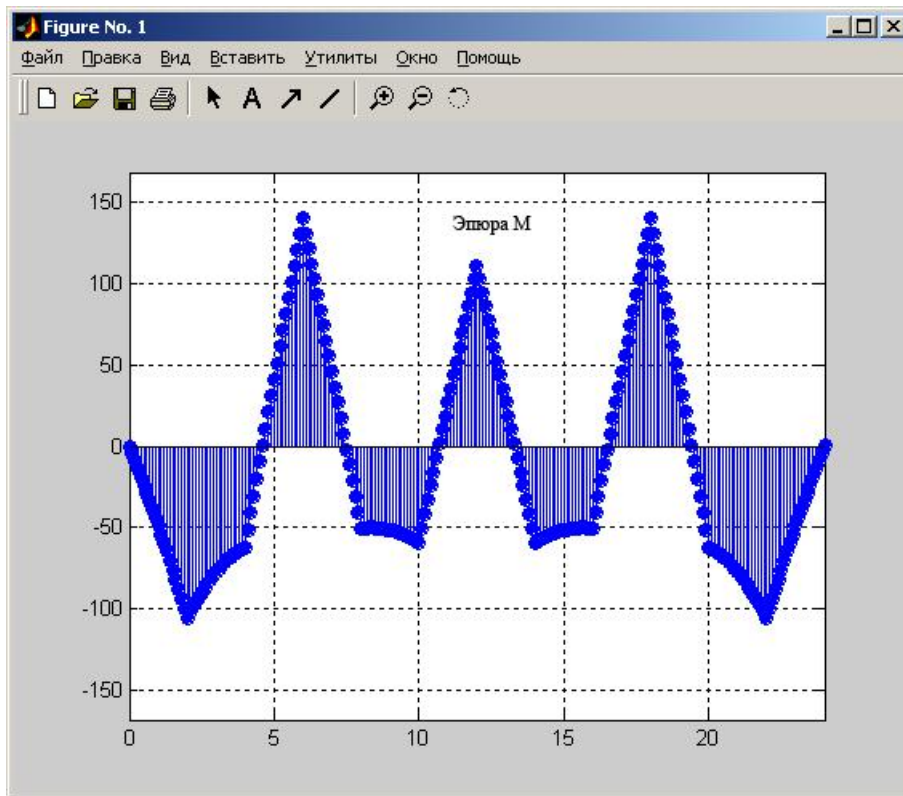


Рис.1.10 Графічне вікно №2. Епюра згинальних моментів M

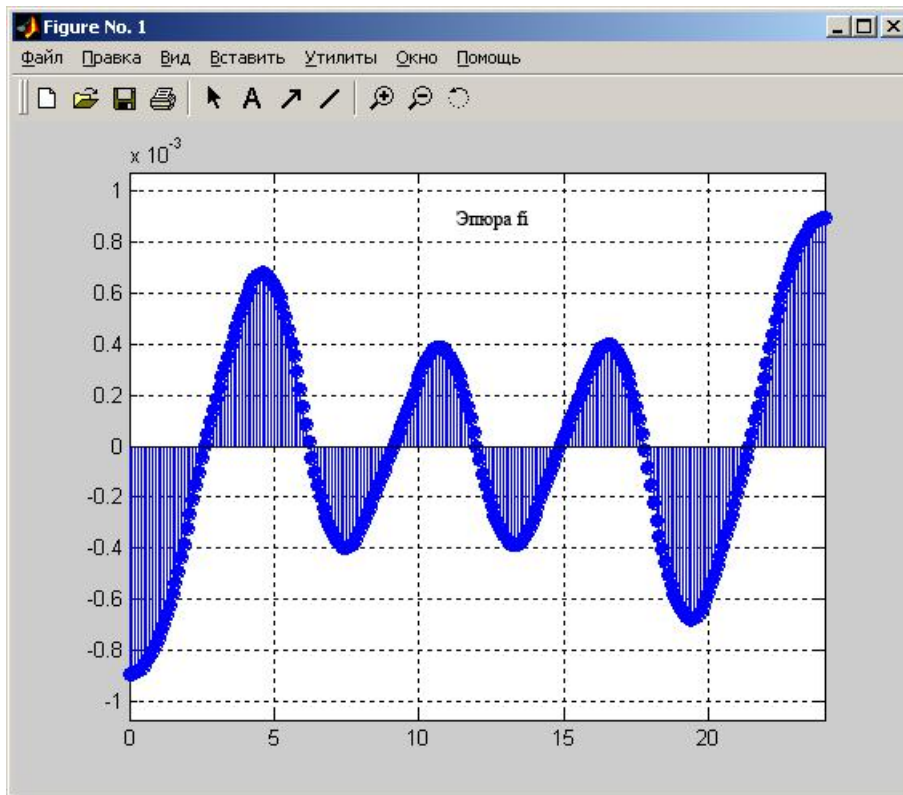


Рис.1.11 Графічне вікно №3. Епюра кутів повороту f

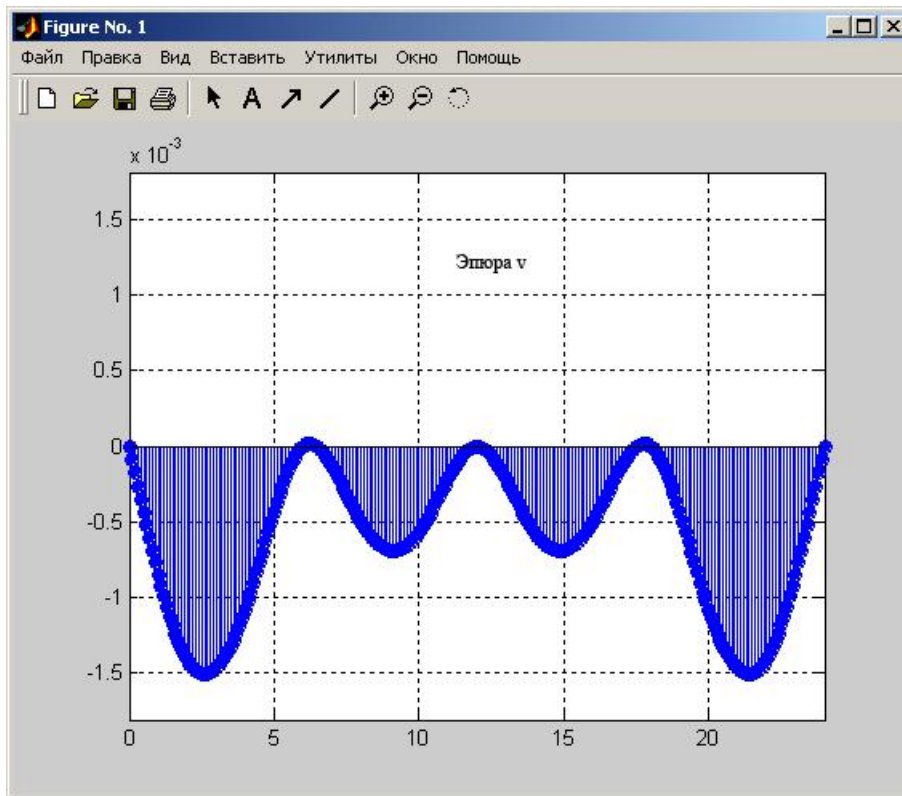


Рис. 1.12 Графічне вікно №4. Епюра прогинів v

Порівняння всі результатів виконання розм всі рахунків за допомогою програмного комплексу ЛИРА зі значеннями, отриманими за допомогою методу граничних елементів в системі MATLAB.

Результати практично співпадають. Різниця зусиль складає до 2,0%, переміщень – до 0,2%.

Порівняння експериментальних та теоретичних даних

В роботі приведені результати експериментальних дослідже всі нь напружено-деформованого стану залізобетонних балок всі лежачих на комбінованій деформованій основі.

Основою служить всі середньозернистий пісок. Середне значення щільності піску складає $16,5 \text{ кН/м}^3$, при коефіцієнті пористості $e_0=0,65$. Механічні характеристики основи: $E=30 \text{ МПа}$, $\varphi=30^\circ$.

Під краями балки основою є біл всі ьш твердий матеріал – щебіннь фракції 5-20 мм з наступними характеристиками: $\gamma=16,5 \text{ кН/м}^3$, $E=50 \text{ МПа}$, $\phi=40^\circ$.

Балка армувалася всі металевим каркасом всі м зі звичайної арматурної проволки періодичного профілю класу Вр-І діаметром 4 мм ($R_s=365 \text{ МПа}$). Коефіцієнт армування складав 0,76%. Захисний шар для верхньої та нижньої арматури прийнятий однаковим і складає 10 мм.

Розміри поперечного перері всі зу балки, а також схема армування н всі аведені на рис. Балка виконана з дрібнозернистого бетону класу С20/25.

Виконаємо розрахунок за всі лізобетонної балки, лежачій на комбінованій основі. Розрах всі унквова схема балки наведена на рис.

Рис. Розрахун всі кова схема балки

Розрахунквий опір ґрунту

Несуча здатність ґр всі унту.

На рис. наведена залежність осідання основи від тиску

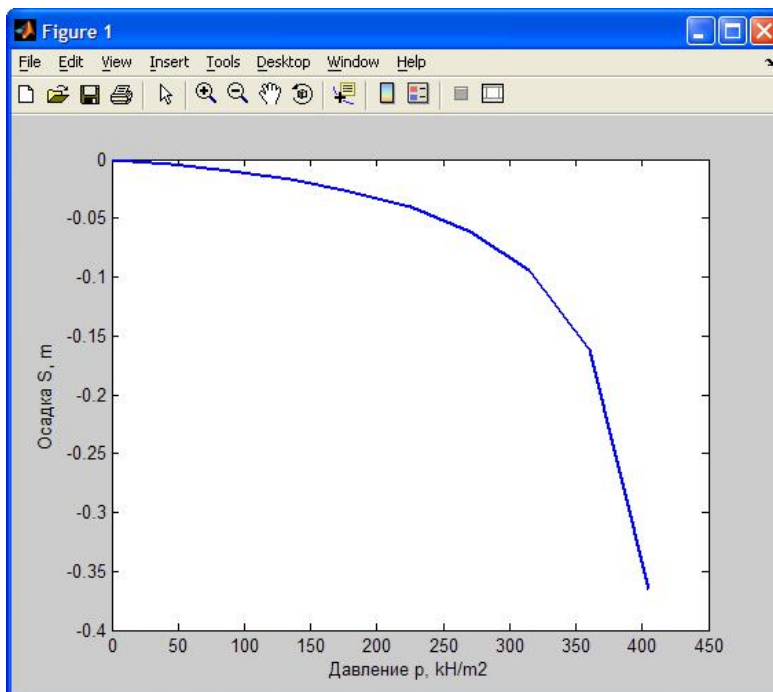


Рис. 1.13 Залежність осідання основи від тиску

Для визначення всієї жорсткості перерізу балки з врахування всієї тріщиноутворення використовується всі методика засновані всі на пропозиціях І.Е.Прокоповича. Діаграма «згинаючий момент – кривизна» приведені на рис.

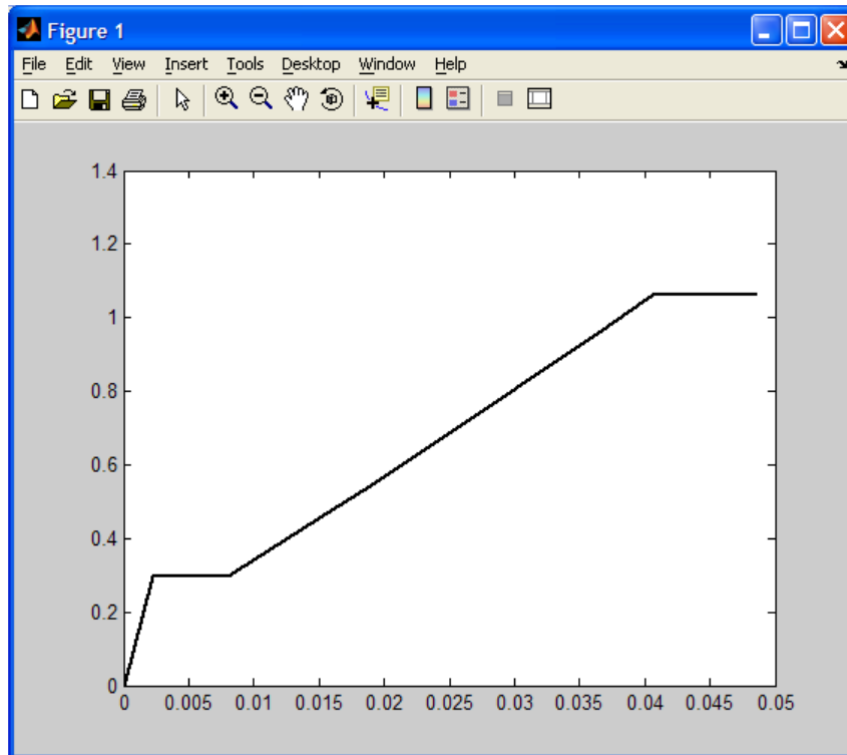


Рис. 1.14. Діаграма «згинаючий момент – кривизна»

В результаті розрахунку залізобетонної всі балки при навантаження кН були отримані значення осідань всі в характерних перерізах половини балки, які зведені до таблиці 1.2

Значення осідань S, мм							
Координата x, м	Дослідні	В пропозиції пружної роботи з постійним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %	В пропозиції пружної роботи зі змінним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %	З врахуванням тріщиноутворення зі змінним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %
0	1,7	1,5	10	1,8	5,8	1,75	2,9
0,1	1,5	1,3	13	1,4	6,6	1,45	3,3
0,4	1,8	1,4	22	1,6	1,5	1,8	0
0,7	1,8	1,4	22	1,6	11	1,8	0
1,0	1,8	1,4	22	1,6	11	1,8	0

Таблиця 1.2

Значення отримані в пропозиції пружної роботи балки з постійним коефіцієнтом жорсткості по всі всій довжині балки, в пропозиції пружної роботи зі змінним коефіцієнтом жорсткості всі ості по всій довжині балки, а також з врахуванням тріщиноутворення зі всі змін всі ним коефіцієнтом жорсткості. В таблицю також зведені результати всі ти експериментальні всі тальних випробувань.

Результати розрахунків всі показали, що значення всі осідань, отриманих за розглянутою методикою, всі практично співпадають з експериментальними даними. Різниця склад всі ає до 3,3%.

Значення всі осідань, отриманих в пропозиції пружної роботи балки з використанням всі ям моделі пружної основи з постійним коефіцієнтом жорсткості, відрізня всі ься до 22% від експериментальних значень. При використанні моделі пружної основи з перемінним коефіцієнтом жорсткості різниця складала до 6,6%.

Також отримані значення згинальних моментів в характерних перерізах половини балки, котрі зведені до таблиці 1.3.

Таблиця 1.3

Координата x, м	Значення згинальних моментів M, кНм				
	В пропозиції пружної роботи з постійним коефіцієнтом жорсткості	В пропозиції пружної роботи зі змінним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %	З врахуванням тріщиноутворення зі змінним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %
0,1	0,1017	0,0852	-21,4	0,1152	13,2
0,4	0,0480	0,0685	42,7	0,0385	-19,7
0,7	0,2214	0,2614	18,0	0,2465	11,3
1,0	-0,3584	-0,4854	35,4	-0,4458	24,4

Дані таблиці свідчать про те, що значення згинальних моментів, отриманих в пропозиції пружної роботи балки з використанням моделі пружної основи зі змінним коефіцієнтом жорсткості, відрізняються до 42,7% від значень, отриманих з використанням моделі з постійним коефіцієнтом жорсткості.

Тріщиноутворення суттєво впливає на перерозподіл згинальних моментів. Так, при порівнянні з розрахунком в пропозиції пружної роботи балки, величина перерозподілу досягає 19,7%.

Було виконано розрахунок залізобетонної балки при навантаженні кН. Значення осідань та згинальних моментів в характерних перерізах половини балки, наведені в таблиці 1.4

Таблиця 1.4

Координата $x, \text{ м}$	Значення осадок $S, \text{ мм}$						
	Дослідні	В пропозиції пружної роботи з постійним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %	В пропозиції пружної роботи зі змінним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %	З врахуванням тріщиноутворення зі змінним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %
0	3,1	2,5	19	2,7	13	3,0	3,2
0,1	3,0	2,1	30	2,3	23	2,9	3,3
0,4	3,5	3,0	6,2	3,3	5,7	3,4	2,8
0,7	3,5	3,0	6,2	3,3	5,7	3,4	2,8
1,0	3,5	3,0	6,2	3,3	5,7	3,4	2,8

Координата $x, \text{ м}$	Значення згинальних моментів $M, \text{ кНм}$				
	В пропозиції пружної роботи з постійним коефіцієнтом жорсткості	В пропозиції пружної роботи зі змінним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %	З врахуванням тріщиноутворення зі змінним коефіцієнтом жорсткості	Зміни, %
0,1	0,1758	0,1523	-13,3	0,1654	-5,9
0,4	-0,2045	-0,3254	59,3	-0,2956	44,5
0,7	0,3562	0,3956	11,0	-0,3745	5,1
1,0	-0,5623	-0,5210	-7,3	-0,5132	-8,7

Таблиця 1.5

Значення осідань, отриманих за пропонованою методикою практично співпадають з експериментальними даними. Різниця складає до 3,3%.

Значення осідань, отриманих в пропозиції пружної роботи балки з використанням моделі пружної основи з постійним коефіцієнтом жорсткості,

відрізняється до 30% від експериментальних значень. При використанні моделі пружної основи зі змінним коефіцієнтом жорсткості різниця склала до 23%.

Значення згинальних моментів, отриманих в пропозиції пружної роботи балки з використанням моделі пружної основи зі змінним коефіцієнтом жорсткості відрізняється до 59,3% від значень, отриманих з використанням моделі з постійним коефіцієнтом жорсткості.

Тріщиноутворення суттєво впливає на перерозподіл згинальних моментів. Так, в порівнянні з розрахунком в пропозиції пружної роботи балки, величина перерозподілу досягає 44,5%.

2. Архітектурна частина

2.1. Загальні відомості

Архітектура будівель і споруд – це штучно створене просторове середовище, в якому відбуваються всі життєві процеси суспільства і окремих людей – праця, побут, спілкування, соціально-культурне обслуговування, відпочинок тощо. В плані матеріальної реалізації архітектура спирається на будівельну техніку, як матеріальне середовище – відбиває соціальні умови життя суспільства, як мистецтво – здатна створювати глибокий емоційний вплив.

Архітектурне проектування будівель і споруд та їх комплексів здійснюють у відповідності з функціональними вимогами, фізичними законами і законами архітектурної естетики для забезпечення архітектурно-художньої виразності будівлі. В архітектурі органічно поєднують функціональні, конструктивні та естетичні риси. Засобами архітектури є простір і штучно створене архітектурне середовище, яке в будівлях має форми конструктивних оболонок, що захищають людей від негативних впливів зовнішнього середовища. Вимоги до архітектурних об'єктів включають велику кількість складових – це функціональне призначення споруди, її естетична значимість, конструктивне рішення, матеріали конструктивних елементів, технологія та умови будівництва, а також взаємодія з навколишнім середовищем. Витворами архітектури є будівлі, окремі фрагменти міської забудови і просторова організація міст у цілому, інженерні споруди, а також споруди зовнішнього благоустрою. Архітектура формує матеріальне середовище життєдіяльності людей у відповідності з матеріально-технічними і економічними можливостями суспільства та його потребами.

Загальні вимоги до будівель і їх елементів.

Будь-яка будівля та інженерна споруда повинна відповідати вимогам: функціональної доцільності, конструктивної надійності, санітарно-технічним

вимогам з урахуванням природнокліматичних та місцевих умов, архітектурно-художньої виразності й економічності будівництва та експлуатації.

Вимоги функціональної доцільності проектного рішення – це максимальна відповідність приміщень будівлі тим функціональним процесам, для яких вона призначена. Будь-яка будівля є матеріально-організованим середовищем перебування людини для здійснення нею різноманітних процесів: життєдіяльності, побуту, праці, відпочинку тощо.

Конструктивна надійність будівлі забезпечується її міцністю, вертикальною стійкістю, просторовою жорсткістю, довговічністю та вогнестійкістю. Будівля повинна надійно захищати людей та обладнання від несприятливих силових та несилкових впливів.

Надійність – це здатність конструкції, будівель та споруд безвідмовно виконувати задані функції упродовж розрахункового періоду експлуатації: гарантувати безпеку та комфортабельність людей, що проживають або працюють в будівлях та спорудах, забезпечувати заданий технологічний процес, нормальну роботу машин та обладнання протягом запроектованого строку служби. В даний час надійність характеризується двома коефіцієнтами: відношенням фактичного строку служби будівель без капітального ремонту до запроектованого строку служби; відношенням теоретичних експлуатаційних витрат до фактичних за період до капітального ремонту.

Надійність конструкцій, будівель і споруд забезпечується якістю вихідних матеріалів, виготовлення конструкцій, виконання проектних і будівельно-монтажних робіт, здійснення захисних заходів у відповідності зі ступенем агресивності середовища, культурою експлуатації будівель, своєчасним проведенням ремонтних робіт. Надійність будівель підвищується за умови забезпечення загальної міцності, просторової жорсткості та

стійкості будівель, з підвищенням міцності з'єднання конструкцій та їх елементів.

Міцність – це здатність сприймати силові навантаження та впливи без руйнування й істотних залишкових деформацій.

Стійкість – це здатність зберігати рівновагу від перекидання чи зсуву при силових навантаженнях і впливах.

2.2. Вихідні дані для проектування

При проектуванні житлового будинку - було враховано кращий вітчизняний та зарубіжний досвід, а також сучасні вимоги до житла такого типу.

Ділянка будівництва розташована у м.Києві і характеризується наступними температурними і кліматичними впливами:

1. Розрахункова зимова температура (найбільш холодної п'ятиденки з забезпеченістю 0,92) -22°C за ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Строительная климатология и геофизика».
2. Снігове навантаження – для 5-го району за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи». Характеристичне значення $S_0=1550$ Па.
3. Вітрове навантаження – для 1-го району за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи». Характеристичне значення $W_0=370$ Па. Тип місцевості IV.
4. Характеристичні навантаження на перекритті прийняті згідно таблиці 6.2 ДБН В.1.2-2:2006:
- для житлових приміщень $-2,0$ кПа;
5. Коефіцієнт надійності по граничному значенню навантажень прийнятий $\gamma_{fm}=1,14$ (гарантійний термін експлуатації 100 років за ДБН В.1.2-2:2006).

Конструкції запроектовано у відповідності з вимогами дійсних нормативних документів.

За умовну позначку 0.000 прийнята позначка чистої підлоги першого поверху.

Проект житлового будинку розроблено на підставі вихідних даних:

1. Завдання на проектування затвердженого замовником.
2. Містобудівні умови і обмеження.
3. Топогеодезична зйомка М 1:500.
4. Інженерно-геологічні вишукування.
5. Технічні умови.

2.3. Загальні дані

Проект «Будівництво індивідуального житлового будинку за адресою: Київська обл., с. Петропавлівська Борщагівка, вул.Черкаська,19.» розроблено на підставі вихідних даних, наведених у розділі 2.1.

- Основні рішення прийняті в розробці проектної документації відповідають діючим на території України будівельним нормам та правилам;
- Категорія складності комплексу – V;
- Ступінь вогнестійкості будівлі – II;
- Клас відповідальності до основного об'єму будівлі – СС2.

При розробці розділу були використані діючі в Україні державні та відомчі норми та стандарти з будівельного проектування:

Позначення	Назва	Примітки
ДБН 360-92*	Містобудування. Планування та забудова міських і сільських поселень	
ДБН В.2.2-9-2009	Громадські будинки і споруди. Основні положення	
ДБН В.2.2-15-2005	Житлові будинки. Основні положення	
ДБН В.1.1-7-2002	Пожежна безпека об'єктів будівництва	
ДБН А.2.2-3-2014	Склад та зміст проектної документації на будівництво	
ДБН В.2.6-31-2006	Теплова ізоляція будівель	
ДБН В.2.6-33-2008	Конструкції зовнішніх стін з фасадною теплоізоляцією	
ДСТУ Б А.2.4-4-2009	Основні вимоги до проектної та робочої документації	

Орієнтовне значення встановленого терміну експлуатації основних

конструктивних елементів прийнято - 100 років.

2.4. Архітектурно – планувальні рішення

За функціональним призначенням земля відведена під житлове будівництво.

Будівля являє собою прямокутну форму, з розмірами в плані: довжина 35м та ширина 24 м. Будівля має загальну висоту 12.00 м. В цілому, по висоті, складається з трьох поверхів.

Будівля має один центральний вихід, який знаходиться по центру цифрових осей.

2.5. Архітектурно – конструктивні рішення

Генеральний план

Генеральним планом передбачається розташування на ділянці проектування житлового будинку.

Для в'їзду та виїзду на територію ділянки використовуються існуючі внутрішньоквартальні проїзди.

Розроблено пішохідно-транспортну схему з улаштуванням:

- проїздів і під'їзних шляхів для пожежних, обслуговуючих та приватних автомобілів;
- зон обслуговування ТП;
- пішохідних зон.

В проекті враховано санітарно-побутові та протипожежні норми по забезпеченню необхідних розривів між будівлями.

Благоустрій території передбачає посадку зелених насаджень після будівництва індивідуального житлового будинку у відведених для цього місцях, створення мережі пішохідних маршрутів з високоякісним покриттям, а також влаштування зон відпочинку, квітників і газонів.

Об'ємно-планувальні рішення

Будівля одноблочна.

Просторова жорсткість та стійкість будинку забезпечується сумісною роботою елементів каркаса з вертикальними та горизонтальними зв'язками.

Креслення на реконструкцію розроблені на підставі містобудівних умов і обмежень №63/2016 від 22.04.2016р, заяви від замовника №022 від 26.04.2016 року та договору, а також завдання на проектування № 022/16 від 26.04.2016р. , погодженого замовником, та у відповідності з ДБН А.2.2.3-2014, ДБН 360-92**, ДБН Б.2.4-1-94, ДБН В.2.2-15-2005, А.2.2-3-2014, СНиП 2.11.01-85 та СНиП 2.08.02-89.

За відносну позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги 1-го поверху, що відповідає абсолютній відмітці 167,50 на генеральному плані.

Висота 1-2-3-го поверхів - 2,550м, мансардного поверху - 2,500м.

Пожежогасіння всередині будівлі нормами не передбачено. Шляхи евакуації виконуються з негорючих матеріалів.

Проектування та розробку зовнішніх та внутрішніх світлопрозорих елементів огорожувальних конструкцій виконувати згідно ДСТУ-Н Б В.2.6-83:2009.

Утеплення фасаду виконати згідно з технологічними вказівками будівельних систем ТехноНІКОЛЬ - див. "ТН-ФАСАД Декор. Альбом вузлів", 2014р.

Влаштування покриття з металочерепиці виконати згідно з технологічними "Рекомендаціями щодо проектування і облаштування покрівель корпорації ТехноНІКОЛЬ", 2012р.

Будинок запроектовано з несучими поздовжніми та самонесучими торцевими стінами з цегли. Перекриття – зі збірних залізобетонних круглопустотних плит з монолітними ділянками. Фундамент – монолітна залізобетонна плита, стіни цокольного поверху – з блоків ФБС.

2.6. Зовнішнє і внутрішнє оздоблення будівлі

Зовнішнім опорядженням фасадів передбачається використання збірних систем теплоізоляції з опорядженням штукатуркою. В якості теплоізоляційного шару передбачено використання пінополістиролу ПСБ-С-25 групи горючості не нижче Г2 товщиною 110 мм з улаштуванням поясів з мінеральної вати шириною 220 мм навколо віконних та дверних прорізів зовнішніх стін, а також по всьому периметру будинку через кожні три поверхи. Декоративні елементи оздоблення фасадів передбачено виконати керамічною плиткою та металевими профільованими листами. Теплоізоляційна оболонка будівлі запроектована з застосуванням теплоізоляційних матеріалів, термін ефективної експлуатації яких складає не менше 25 років.

Внутрішнє оздоблення приміщень виконується у відповідності с функціональним призначенням приміщень із високоякісних оздоблювальних матеріалів вітчизняного та імпортного виробництва. У всіх приміщеннях застосовуються підвісні стелі. Стіни обробляються у залежності від функціонального навантаження приміщень та розумінь естетики інтерєрних рішень. Усі оздоблювальні матеріали повинні мати сертифікати УкрСЕПРО та протоколи випробувань с визначенням їх групи горючості УкрНИИПБ МВД України. Світло-прозорі заповнення вікон із прозорого полірованого скла на алюмінієвих перепльотах. Колір оздоблювальних матеріалів приймається згідно з паспортом оздоблювання фасадів.

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Розрахунок збірної залізобетонної панелі перекриття з овальними пустотами

Дані для проектування:

- Розміри житлової будівлі в плані (в осях): 15,3×31,75 м
- Кількість поверхів-4
- Висота поверхів: 2,85 м.
- Корисне навантаження: 8,0 кН/м²
- Тип підлоги – паркетна.
- Стіни: цегляні.
- Панелі – з круглими пустотами.
- Клас робочої поздовжньої арматури для: плит А600С попередньо напружена.
- Клас бетону для: плити – С25/30.
- Умовний розрахунковий тиск на землю на глибині 1.5 м : R = 150 кПа.
- Місце будівництва – Київська область.

Перекриття виконується із збірних попередньо напружених залізобетонних панелей, укладених на цегляні стіни.

3.2. Загальні відомості

Дані для проектування: ширина панелі 1,2 м, виготовляється з бетону класу С25/30 : $f_{ck} = 22$ МПа; $f_{cd} = 17$ МПа; $f_{ctk} = 1,8$ МПа; $E_{cm} = 32,5 \times 10^3$ МПа.

Арматура поздовжня напружена класу А600С: $f_{pk} = 630$ МПа; $f_{p0,1k} = 575$ МПа; $E_p = 19 \times 10^4$ МПа.

У панелі перекриття припустиме виникнення тріщин.

Панелі виготовляються у заводських умовах (агрегатно-поточна технологія виготовлення) з прогрівом бетону при атмосферному тиску. Натягування арматури на упори здійснюється електротермічним способом. Розрахункове значення опору розтягу напруженої арматури А600С f_{pd} визначаємо за формулою (згідно ДСТУ Б. В. 2.6.-156:2010):

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{575}{1,2} = 479,17 \text{ МПа.}$$

де $\gamma_s=1,2$ для I групи.

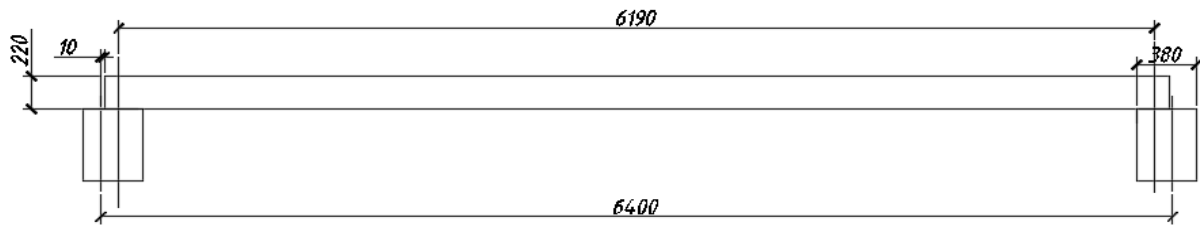


Рис. 3.1. Схема розрахункового прольоту панелі перекриття.

У випадку, коли панелі опираються на стіну зверху, розрахунковий проліт:

$$l_{01} = l_1 - 2 \cdot \frac{b}{4} - 40 = 6400 - 2 \cdot (380 / 4) - 40 = 6190 \text{ мм}$$

Навантаження, що передаються на панель перекриття, складаються зі сталого і тимчасового (корисного).

Для даної конструктивної схеми визначимо навантаження на перекриття.

Таблиця 3.1.

Збір навантажень на 1м² залізобетонної плити перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fn}	Коефіцієнт надійності за призначенням γ_n	Розрахункове навантаження кН/м ²
1. Постійне: 1.1. Паркетна підлога на мастиці t=90 мм.	1	1,2	1,05	1,26
1.2. Власна вага панелі перекриття t=220 мм:	2,94	1,1	1,05	3,4
Разом:	$G_n=3,94 \text{ кН/м}^2$			$G=4,66 \text{ кН/м}^2$
2. Тимчасове	8,0	1,2	1,05	10,08
Всього	$p_n=11,94 \text{ кН/м}^2$			$p=14,74 \text{ кН/м}^2$

Повне розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$ на 1 м погонної довжини панелі шириною 1,2 м:

$$P = p \cdot 1,2 = 14,74 \cdot 1,2 = 17,69 \text{ кН / м}$$

Зусилля від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{P \cdot l_0^2}{8} = \frac{17,69 \cdot 6,19^2}{8} = 84,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{P \cdot l_0}{2} = \frac{17,69 \cdot 6,19}{2} = 54,8 \text{ кН}$$

Робоча висота перерізу:

$$d = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм,}$$

де a - захисний шар бетону;

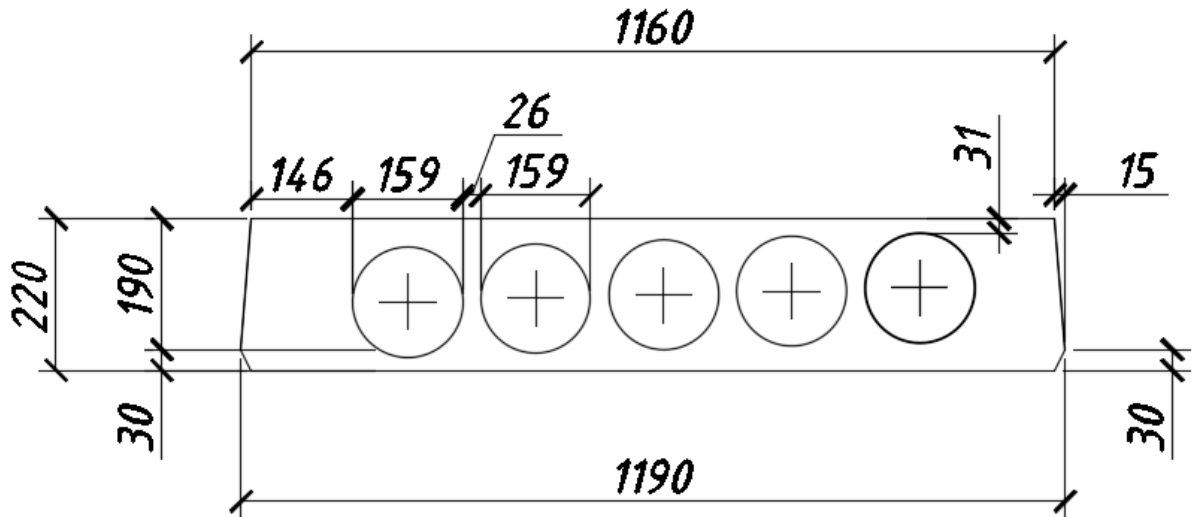


Рис. 3.2. Прийнятий переріз плити

Розрахунковий еквівалентний переріз панелі - двотавровий. Виходячи з припущення, що нейтральна вісь пройде в межах полички і ширина полички дорівнює ширині панелі: $b_{eff} = 1160 \text{ мм}$. Кількість отворів – 5.

$$\text{Ширина ребра тавра: } b_w = 1160 - 159 \cdot 5 = 365 \text{ мм}$$

3.3. Розрахунок міцності нормального перерізу

1. Установлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу:

Перевірку положення нейтральної осі M_f визначають без урахування A_s' .

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f' \cdot f_{cd} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 1160 \cdot 30 \cdot 17 \cdot (190 - 0,5 \cdot 30) = 103,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Так, як умова $M_f = 103,53 \text{ кН} \cdot \text{м} \geq M = 84,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$ виконується то межа стиснутої зони бетону знаходиться в полиці тавра. Розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу шириною $b = b_{eff}' = 116 \text{ см}$

$$2. \text{ Знаходимо: } \alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{84,73 \cdot 10^6}{17 \cdot 1160 \cdot 190^2} = 0,14$$

Щоб панель не переармовувати і, таким чином, виключити необхідність встановлення арматури у стислій зоні бетону, має виконуватись умова:

$$\xi \leq \xi_R$$

$$\xi_R = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \xi_{so}} \quad \text{де, } \xi_{cu3,cd} = 3\% \text{ для бетону C25/30, } \xi_{so} = 2,3$$

$$\xi_R = \frac{3}{3 + 2,3} = 0,566$$

При $\alpha_m = 0,14$ маємо $\xi = 0,19 < \xi_R = 0,566$; Умова виконується.

3. Площа попередньо напруженої арматури:

$$A_p = \frac{M}{f_{pd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{84,73 \cdot 10^6}{479,1667 \cdot 190 \cdot 0,924} = 1007,22 \text{ мм}^2$$

4. Приймаючи розташування робочої попередньо напруженої арматури через 2 порожнини (кроком 370 мм) маємо для 5-ти порожнистої плити 4 стержнів. За сортаментом підбираємо: 6Ø16 мм А600С з $A_p = 12,06 \text{ см}^2 \geq 10,07 \text{ см}^2$.

5. Звичайну арматуру приймаємо конструктивно: каркаси К-1 (4шт), з повздовжньою арматурою Ø10А400С.

3.4. Розрахунок міцності за похилим перерізом

Перевірка необхідності розрахункової поперечної арматури:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{190}} = 2,02 \leq 2d = 380$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_{eff} \cdot d} = \frac{1206}{1160 \cdot 190} = 0,0055 \leq 0,02$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{eff} \cdot d =$$

$$= \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0055 \cdot 22)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,66 \right] \cdot 1160 \cdot 190 = 109483,089H = 109,48кН > (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,464 + 0,15 \cdot 1,66) \cdot 0,365 \cdot 0,19 = 49,45кН.$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 22^{\frac{1}{2}} = 0,464$$

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{0,5 \cdot \sigma_p \cdot A_p}{(h \cdot b_{eff} - \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \cdot n)} = \frac{0,5 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 12,06 \cdot 10^{-4}}{(0,220 \cdot 1,160 - \frac{\pi \cdot 0,159^2}{4} \cdot 5)} = 1,93МПа \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 17 = 3,4МПа.$$

Так як $V_{Rd,c} = 109,48кН \geq V_{Ed} = 54,8кН$, то то міцність бетону на дію поперечної сили є достатньою. В такому випадку для порожнистих плит поперечне армування рекомендується ставити конструктивно при збереженні правил підбору його кроку.

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 190 = 170 \text{ мм}$$

$$a_{cw} = 1; \text{ так як } N_{Ed} = 0$$

Крок поперечних стержнів:

Приймаємо $S = 100$ мм, з урахуванням вимоги $S = h/2 = 220/2 = 110$.

Мінімальний переріз поперечної арматури:

$$A^{1}_{sw,min} = ((0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}) \cdot S_w \cdot b_w = ((0,08 \cdot \sqrt{22}) / 240) \cdot 100 \cdot 365 = 57,07 \text{ мм}^2$$

$$A^2_{sw,min} = p_w \cdot S_w \cdot b_w = 0,0055 \cdot 100 \cdot 365 = 200,75 \text{ мм}^2$$

$$A_{sw,min} = 200,75 \text{ мм}^2$$

Кількість зварних каркасів поперечної арматури приймаємо рівною кількості стрижнів попередньо напруженої арматури (4 шт.). Отже, мінімальна площа одного стержня поперечної арматури:

$$A^{1cmp}_{sw,min} = A_{sw,min} / 4 = 200,75 / 4 = 50,19 \text{ мм}^2 = 0,5019 \text{ см}^2$$

Враховуючи мінімально можливий діаметр арматури А240С 10 мм з

$$A^{1cmp}_{sw,min} = 0,628 > 0,5019.$$

Верхня та нижня полиці плити армують конструктивно сітками С1 та С2

Верхня: Марка сітки С1 $\frac{4Bp1-200}{4Bp1-200}$ 1830x6550.

Нижня: Марка сітки С2 $\frac{4Bp1-200}{4Bp1-200}$ 860x1880

А також конструктивно приймаємо сітку С3 біля опор плити, оскільки там виникає найбільша поперечна сила.

Марка сітки С3 $\frac{5Bp1-200}{4Bp1-200}$ 2200x460.

3.5. Визначення геометричних характеристик зведеного перерізу

Уточнюємо прийнятий раніше двотавровий переріз, замінюючи круглі порожнини еквівалентними прямокутними:

Висота полицок двотавра: $h_f = 3 \text{ см}$;

Товщина ребра двотавра: $b_w = 36,5 \text{ см}$

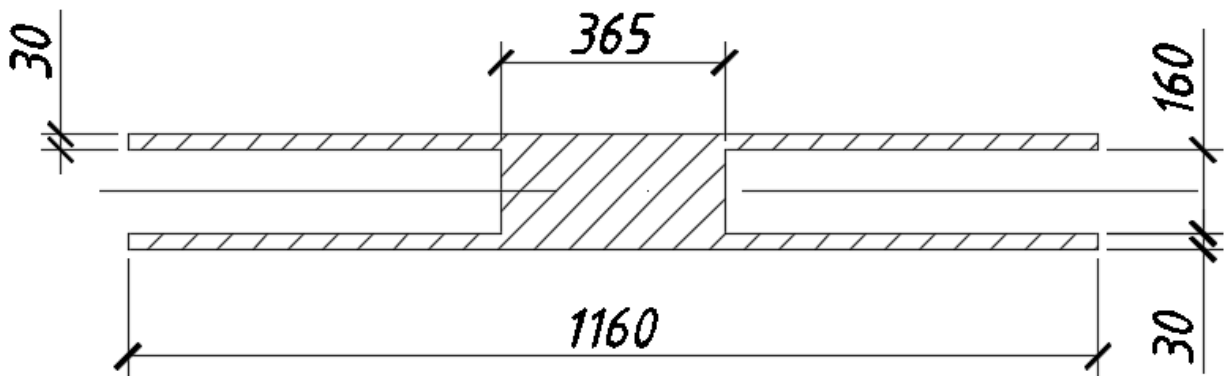


Рис. 3.3. Схема розрахункового еквівалентного перерізу панелі.

Площа еквівалентного перерізу панелі:

$$A_c = \sum_{i=1}^n A_{bi} = 2 \cdot b_{eff} \cdot h_f + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) = 2 \cdot 116 \cdot 3 + 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) = 1280 \text{ см}^2$$

Площа зведеного перерізу панелі:

$$A_{red} = \sum_{i=1}^n A_{bi} + \alpha \cdot A_{p1} = 1280 + 5,85 \cdot 10,07 = 1338,9 \text{ см}^2$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{19 \cdot 10^4}{3,25 \cdot 10^4} = 5,85$$

Статичний момент перерізу бетону відносно нижньої грані панелі:

$$\begin{aligned} S &= b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) \cdot \frac{h}{2} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \frac{h_f}{2} = \\ &= 116 \cdot 3 \cdot \left(22 - \frac{3}{2} \right) + 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) \cdot \frac{22}{2} + 116 \cdot 3 \cdot \frac{3}{2} = 14080 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги зведеного перерізу:

$$y = \frac{S}{A_{red}} = \frac{14080}{1338,9} = 10,5 \text{ мм};$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно центра тяжіння:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{eff} (h_f)^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} - y_0 \right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - 2h_f)^3}{12} + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) \cdot \left(y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + \\ &+ \frac{b_{eff} \cdot (h_f)^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(y_0 - \frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{116 \cdot 3^3}{12} + 116 \cdot 3 \cdot \left(22 - \frac{3}{2} - 10,5 \right)^2 + \frac{36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3)^3}{12} + \\ &+ 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) \cdot \left(10,5 - \frac{22}{2} \right)^2 + \frac{116 \cdot 3^3}{12} + 116 \cdot 3 \cdot \left(10,5 - \frac{3}{2} \right)^2 = 76196,075 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Момент опору перерізу відносно нижньої грані елемента:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{76196,075}{10,5} = 7256,77 \text{ м}^3$$

Момент опору перерізу відносно верхньої грані елемента:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{76196,075}{22 - 10,5} = 6625,75 \text{ см}^3$$

Момент опору перерізу з урахуванням пластичних властивостей бетону:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 7256,77 = 10885,16 \text{ см}^3$$

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 6625,75 = 9938,625 \text{ см}^3$$

$\gamma = 1,5$ – коефіцієнт для двотаврового профілю, при $b_{eff}/b = 116/36,5 = 3,18$

$$\text{Радіус ядра перерізу: } r = \frac{W'_{pl}}{A_{red}} = \frac{6625,75}{1338,9} = 4,89 \text{ см}$$

3.6. Визначення втрат попереднього напруження арматури та зусиль попереднього обтискання

Призначаємо величину початкового напруження :

$\sigma_{p,max}$ із врахуванням слідуєчого:

$$0,3f_{p0,1k} \leq \sigma_{p,max} \leq 0,8 f_{pk} \text{ (або } 0,9 f_{p0,1k} \text{)}$$

$\sigma_{p,max} = 0,75f_{p0,1k} = 0,75 \cdot 575 = 431,25 \text{ МПа}$. Приймаємо значення $\sigma_{p,max} = 490 \text{ МПа}$.

$$490 \text{ МПа} < 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа};$$

$$490 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа};$$

$$490 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 575 = 172,5 \text{ МПа};$$

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 490 \cdot 1007,22 = 493,54 \text{ кН.}$$

Миттєві (технологічні) втрати:

Втрати від релаксації напружень в арматурі визначаємо за формулою

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 0,03 \cdot 1007,22 \cdot 490 = 14,81 \text{ кН.}$$

Втрати від температурного перепаду при виготовленні збірних конструкцій: $\Delta P_{\Delta t} = 0$, так як при агрегатно-потоківій технології виріб при пропарюванні нагрівається разом з формою і упорами, тому температурний перепад між ними дорівнює нулю.

Втрати, від деформації сталюї форми при прийнятій технології натягу стержнів: $\Delta P_3 = 0$.

Втрати, викликані пружною (миттєвою) деформацією бетону при натягу на упори визначаємо за формулою:

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \left(1 + y_{p1}^2 \frac{A_{red}}{I_{red}} \right) P_{0,c};$$

$$\text{де } \rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{1007,22}{128000} = 7,87 \cdot 10^{-3}; \quad \alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = 5,85;$$

$P_{0,c}$ – зусилля попереднього напруження з врахуванням втрат, реалізованих на момент обтискування бетону.

$$P_{0,c} = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_t - \Delta P_{el} = 493,54 - 14,81 - 0,0 - 0,0 = 478,73 \text{ кН};$$

$$y_{p1} = y - c_p = 10,5 - 3,5 = 7,0 \text{ мм};$$

$$\Delta P_c = 5,85 \cdot 7,87 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 + 70^2 \frac{133890}{76196,075 \cdot 10^6} \right) \cdot 478,73 = 23,6 \text{ кН.}$$

Величина початкової сили напруження арматури $P_{T,0}$ на момент часу $t = t_0$, прикладеної до бетону одразу після натягу не повинна перевищувати величини:

$$P_{T,0} = \sigma_{pmo} \cdot A_p \leq 0,75 f_{pk} \cdot A_p \text{ або } 0,85 f_{p0,1k} \cdot A_p,$$

$$\text{де } P_{T,0} = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} - \Delta P_{el} - \Delta P_c = 493,54 - 14,81 - 23,6 = 455,13 \text{ кН,}$$

$$455,13 \text{ кН} < 0,75 \cdot 630 \cdot 1007,22 = 475911,45 \text{ Н} = 475,91 \text{ кН} -$$

умова виконується.

Залежні від часу втрати (експлуатаційні втрати):

Залежні від часу втрати попереднього напруження, викликані повзучістю і усадкою бетону, а також довготривалою релаксацією напружень в арматурі визначаємо за формулою:

$$\Delta P_i(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p ;$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – втрати попереднього напруження, викликані повзучістю, усадкою та релаксацією в момент часу t ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ – очікувані відносні деформації усадки бетону в момент часу $t > 100$ діб;

де ε_{cd} – деформація усадки при випаровуванні із бетону вологи, визначаємо за табл. 3.2. [2], без уточнення як $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0}$, $\varepsilon_{cd} = -4,60 \cdot 10^{-4}$ при відносній вологості цеху $RH = 50\%$ для бетону класу $C^{25}/_{30}$;

ε_{ca} – внутрішня частина усадки, яка розвивається в процесі твердіння бетону,

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty};$$

де $\varepsilon_{ca\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0$, $\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$;

$$\beta = 1 - e^{-0,2 \cdot 100^{0,5}} = 0,865;$$

$$\varepsilon_{ca\infty} = -2,5 \cdot (22 - 10) \cdot 10^{-6} = -3,0 \cdot 10^{-5}; \varepsilon_{ca} = 0,865 \cdot (-3,0 \cdot 10^{-5}) = -2,595 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = -4,60 \cdot 10^{-4} - 2,595 \cdot 10^{-5} = -4,86 \cdot 10^{-4};$$

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості бетону за період часу від t_0 до $t = 100$ діб, приймаємо згідно табл. 3.1 [2] при відносній вологості цеху $RH = 50\%$ для бетону класу $C^{25}/_{30}$ як $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2,5$;

σ_{cp} – напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від практично постійної комбінації навантажень і власної ваги (постійні, власна вага, тимчасові довготривалі);

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{\max} \cdot e_{op}}{I_c} = \frac{84,73 \cdot 10^6 \cdot 70}{761,96 \cdot 10^6} = 7,78 \text{ Н/мм}^2;$$

σ_{cp0} – початкові напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від дії зусилля попереднього обтискування з урахуванням миттєвих втрат;

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m.o}}{A_c} + \frac{P_{m.o} \cdot e_{op}^2}{I_c} = \frac{455,13 \cdot 10^3}{128000} + \frac{455,13 \cdot 10^3 \cdot 70^2}{761,96 \cdot 10^6} = 6,5 \text{ Н/мм}^2,$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютна зміна напружень в напруженій арматурі в розрахунковому перерізі, викликана релаксацією арматурної сталі. Визначаємо згідно табл. 1.1 та 1.2 в залежності від рівня напружень σ_p/f_{pk} , приймаючи $\sigma_p = \sigma_{pg0}$; σ_{pg0} – напруження в арматурі, викликані натягом (з врахуванням миттєвих втрат в $t = t_0$) і від дії практичної комбінації навантажень;

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_{m,0}}{A_p} + \sigma_{cp} = \frac{455,13 \cdot 10^3}{1007,22} + 7,72 = 459,6 \text{ МПа};$$

Для першого релаксаційного класу арматури втрати початкового попереднього напруження складають 4,5 %; $\Delta\sigma_{pr} = 0,045 \cdot 490 = 22,05 \text{ МПа}$;

A_{red} , I_{red} – відповідно площа і момент інерції розрахункового перерізу.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

так як $\alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0}) = 5,85 \cdot 2,5(-7,72 + 6,5) < 0$ – приймаємо = 0.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{4,89 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 22,05}{1 + 5,85 \frac{1007,22}{128000} \cdot \left(1 + \frac{128000}{761,96 \cdot 10^6} \cdot 70^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 95,6 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\Delta P_t(t) = 95,6 \cdot 1007,22 = 96290,2 \text{ Н} = 96,29 \text{ кН}.$$

Середнє значення зусилля попереднього обтискування $P_{m,t}$ в момент часу $t > t_0$ (з урахуванням всіх втрат) не повинно бути більшим, ніж встановленого нормами:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p$$

$$455,13 - 96,29 = 358,84 \text{ кН} < 0,65 \cdot 630 \cdot 1007,22 = 412,46 \text{ кН.} - \text{ умова виконується.}$$

$$P = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_c - \Delta P_e = 455,13 - 14,81 - 23,6 - 96,29 = 320,43 \text{ кН,}$$

3.7. Перевірка тріщиностійкості розтягнутої зони.

Тріщини в перерізах нормальних до поздовжньої осі згинальних елементів відсутні, якщо задовольняється умова:

$$M_r \leq M_{w,ult} \quad M_r = M$$

Момент, що сприймається нормальним перерізом при утворенні тріщин:

$$M_{w,ult} = f_{ctk} \cdot W_{pl} + P \cdot (y_{pl} + r) = 1,8 \cdot 9938,625 \cdot 10^3 + 320,43 \cdot 10^3 \cdot (70 + 48,9) = 122,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{w,ult} = 102,1 \text{ кНм} \geq M_r = 84,73 \text{ кНм}$$

Отже, тріщини не утворюються.

3.8. Розрахунок прогинів плити перекриття.

Прогини залізобетонної попередньо напруженої конструкції, яка в стадії експлуатації не має тріщин в розтягнутій зоні визначають як для конструкції з однорідного матеріалу, за формулою:

$$f_{\max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot l_{eff}^2 = \alpha_k \cdot \left[\left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 \right] \cdot l_{eff}^2;$$

- кривизна від нетривалої дії тільки короткочасного навантаження без врахування сили попереднього обтиску Р.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_c} = \frac{2,4 \cdot 10^6 \cdot 1,9 \cdot 6,19^2 / 8}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 2,9 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

- кривизна від тривалої дії постійного і тривалого навантаження без врахування сили попереднього обтиску арматурою A_p .

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_2}{E_c \cdot I_c} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \cdot 1,9 \cdot 6,19^2 / 8}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 6,07 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

Ефективний модуль пружності бетону визначаємо з виразу:

$$E_c = E_{eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty)} = \frac{32500}{1 + 2,3} = 9,85 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

- кривизна обумовлена вигином, спричиненим усадкою та повзучістю бетону під впливом сили P_2

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_3}{E_c \cdot I_c} = \frac{381,38 \cdot 0,0694 \cdot 10^6}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 3,52 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

- повна кривизна осі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 = (6,07 + 2,9 - 3,52) \cdot 10^{-6} = 5,45 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

Максимальний прогин в середньому прогоні вільно опертої однопрогонової плити, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням визначається за формулою:

$$f_{\max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot l_{eff}^2 = \frac{5}{48} \cdot 5,45 \cdot 10^{-6} \cdot 6190^2 = 21,75 \text{ мм};$$

$$f_{\max} \leq f_u = \left(\frac{1}{250}\right) \cdot l_{eff} = \frac{1}{250} \cdot 6190 = 24,76 \text{ мм};$$

Максимальний прогин в середині прогону плити не перевищує допустимий.

4 Основи та фундаменти

Послідовність проектування фундаментів мілкого закладання.

Основи та фундаменти мілкого закладання *проектують у такій послідовності:*

1. Вивчають конструктивну схему будівлі і визначають навантаження на фундаменти.
2. Аналізують ґрунтові умови будівельного майданчика.
3. Вибирають тип фундаменту (стрічковий, стовпчастий, плитний).
4. Призначають глибину закладання фундаменту.
5. Визначають розміри подошви фундаменту.
6. При необхідності намічають заходи по ущільненню або закріпленню слабких чи структурно-нестійких ґрунтів
7. При необхідності виконують розрахунки основ за несучою здатністю.
8. Розраховують деформації основ і фундаментів.
9. Проектують і розраховують тіло фундаменту.

4.1 ОЦІНКА ҐРУНТОВИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА

Табл. 4.1

Інженерно-геологічна будова майданчика та нормативні величини основних характеристик ґрунтів:

Номер ІГЕ	Інженерно-геологічний елемент	Потужність шару, м	Щільність ґрунту ρ , г/см ³	Щільність частинок ґрунту ρ_s , г/см ³	Вологість		
					W	W_p	W_L
1	Рослинний шар	0.6	1.48	-	-	-	-
2	Глинистий шар	3	1.91	2.68	0.19	0.17	0.22
3	Глинистий шар	4	2.04	2.8	0.23	0.15	0.35
4	Піщаний шар	14	2.07	2.7	0.19	-	-

Ґрунтові води на глибині від поверхні - 8,5 м.

Показники ґрунтів

Встановимо розрахункові показники фізичних властивостей для ґрунтів, показники механічних властивостей за таблицями ДБН В.2.1-10-2009 та

приведемо їх класифікацію відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96. Приймаємо, що виділені шари ґрунту однорідні, і розглядаємо їх як інженерно-геологічні елементи.

А. Рослинний шар

Вихідні дані: $p = 1,48 \text{ т/м}^3$.

1. Питома вага ґрунту.

• природного стану: $\gamma = p \cdot g = 1,48 \cdot 9,81 = 14,52 \text{ кН/м}^3$.

2. Розрахункові значення характеристик.

$$\gamma_1 = \frac{\gamma}{\gamma_g} = \frac{14,52}{1,05} = 13,83 \text{ кН/м}^3; \gamma_{11} = \frac{\gamma}{1} = 14,52 \text{ кН/м}^3.$$

Дані фізико-механічних характеристик ґрунтів заносимо до табл. 1.

Б. Глинистий ґрунт

Вихідні дані: $p = 1,91 \text{ т/м}^3$; $p_s = 2,68 \text{ т/м}^3$; $W = 0,19$; $W_p = 0,17$; $W_L = 0,22$.

1. Визначаємо вид глинистого ґрунту (за числом пластичності).

$$I_p = W_L - W_p = 0,22 - 0,17 = 0,05.$$

Згідно з табл.Б11 [1] даний ґрунт при $0,01 < I_p < 0,07$ називається супіском.

2. Стан глинистого ґрунту (визначаємо за показником текучості).

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,19 - 0,17}{0,22 - 0,17} = 0,4.$$

Згідно з табл. Б14 [1] супісок при $0 < I_L < 1$ — пластичний.

3. Питома вага ґрунту.

• природного стану: $\gamma = p \cdot g = 1,91 \cdot 9,81 = 18,74 \text{ кН/м}^3$;

• частинок: $\gamma_s = p_s \cdot g = 2,68 \cdot 9,81 = 26,29 \text{ кН/м}^3$.

4. Коефіцієнт пористості і ступінь вологості ґрунту.

$$e = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,29 \cdot (1+0,19)}{18,78} - 1 = 0,669.$$

$$S_r = \frac{W p_s}{e p_w} = \frac{0,19 \cdot 2,68}{0,669 \cdot 1} = 0,76.$$

5. Визначення характеристик міцності і деформативності.

Значення c_n і φ_n визначаємо інтерполяцією за табл. В.2 [2], а величину E - за табл. В.3 [2] залежно від назви ґрунту (коефіцієнта пористості - e) та стану (показника текучості I_L).

Супіски. $0,25 \leq I_L \leq 0,75$	Коефіцієнт пористості, e			Формула інтерполяції: $\frac{x-x_1}{x_1-x_2} = \frac{y-y_1}{y_1-y_2}$
	0.65(y_1)	0.669(y)	0.75(y_2)	
$c_n, \text{кПа}$	13(x_1)	x	11(x_2)	$c_x = 13 + \frac{0.669 - 0.65}{0.65 - 0.75} (13 - 11) == 12.62 \text{кПа}$
$\varphi_n, \text{Градусів}$	24(x_1)	x	21(x_2)	$\varphi_x = 24 + \frac{0.669 - 0.65}{0.65 - 0.75} (24 - 21) = 23.4^\circ$
$E_n, \text{МПа}$	16(x_1)	x	10(x_2)	$E_x = 16 + \frac{0.669 - 0.65}{0.65 - 0.75} (16 - 10) == 14.86 \text{МПа}$

$$c_n = 12,62 \text{кПа}; \varphi_x = 23.4^\circ; E_x = 14.86 \text{МПа} \quad \text{Попередній}$$

розрахунковий опір ґрунту R_0 визначаємо за табл. Е.3 [2] залежно від e та I_L . Для цього спочатку вираховуємо R_A та R_B . Потім, інтерполюючи між значеннями R_A та R_B , знаходимо R_0 .

Супіски. Коефіцієнт пористості, e	Показник текучості I_L			Формула інтерполяції: $\frac{x-x_1}{x_1-x_2} = \frac{y-y_1}{y_1-y_2}$
	0(y_1)	0.4(y)	1(y_2)	
0.5(y_A)	300(x_1)	x	300(x_2)	$R_A = 300 \text{кПа}$
0.669(y_0)		x		$R_0 = 300 + \frac{0.669 - 0.5}{0.5 - 0.7} (300 - 230) == 240.85 \text{кПа}$
0.7(y_B)	250(x_1)	x	200(x_2)	$R_B = 250 + \frac{0.4 - 0}{0 - 1} (250 - 200) = 230 \text{кПа}$

$$R_0 = 240.85 \text{кПа}$$

6. Розрахункові значення характеристик.

$$\gamma_1 = \frac{\gamma}{\gamma_d} = \frac{18.71}{1.05} = 17.85 \text{кН/м}^3; \quad \gamma_{11} = \frac{\gamma}{\gamma_d} = \frac{18,74}{1} = 18,74 \text{кН/м}^3;$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_n}{\gamma_d} = \frac{23.4}{1.15} = 20.3^\circ; \quad \varphi_{11} = \frac{\varphi_n}{\gamma_d} = \frac{23.4}{1} = 23.4^\circ;$$

$$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_d} = \frac{12.62}{1.5} = 8.41 \text{кПа}; \quad c_{11} = \frac{c_n}{\gamma_d} = \frac{12.62}{1} = 12.62 \text{кПа};$$

Дані фізико - механічних характеристик ґрунтів заносимо до табл. 1.

В. Глинистий ґрунт

Вихідні дані: $p = 2,04 \text{ т / м}^3$; $p_s = 2,8 \text{ т / м}^3$; $W = 0,23$; $W_p = 0,15$; $W_L = 0,35$.

1. Визначаємо вид глинистого ґрунту (за числом пластичності).

$$I_p = W_L - W_p = 0,35 - 0,15 = 0,2.$$

Згідно з табл. Б11 [1] даний ґрунт при $I_p > 0,17$ називається глиною.

2. Стан глинистого ґрунту (визначаємо за показником текучості).

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,23 - 0,15}{0,35 - 0,15} = 0,4.$$

Згідно з табл. Б14 [1] супісок при $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ - тугопластичний.

3. Питома вага ґрунту.

- природного стану: $\gamma = p \cdot g = 2,04 \cdot 9,81 = 20,01 \text{ кН/м}^3$;

- частинок: $\gamma_s = p_s \cdot g = 2,8 \cdot 9,81 = 27,47 \text{ кН/м}^3$.

4. Коефіцієнт пористості і ступінь вологості ґрунту.

$$e = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{27,47 \cdot (1+0,23)}{20,01} - 1 = 0,689.$$

$$S_r = \frac{Wp_s}{ep_w} = \frac{0,23 \cdot 2,8}{0,689 \cdot 1} = 0,93.$$

5. Визначення характеристик міцності і деформативності.

Значення c_n і φ_n визначаємо інтерполяцією за габл. В.2 [2]. а величину E - за табл. В.3 [2] залежно від назви ґрунту (коефіцієнта пористості - e) та стану (показника текучості I_L).

Глини. $0,25 \leq I_L \leq 0,75$	Коефіцієнт пористості, e			Формула інтерполяції: $\frac{x-x_1}{x_1-x_2} = \frac{y-y_1}{y_1-y_2}$
	0,65(y_1)	0,689(y)	0,75(y_2)	
c_n , кПа	57(x_1)	x	50(x_2)	$c_x = 57 + \frac{0,689 - 0,65}{0,65 - 0,75} (57 - 50) == 54,27 \text{ кПа}$
φ_n , Градусів	18(x_1)	x	17(x_2)	$\varphi_x = 18 + \frac{0,689 - 0,65}{0,65 - 0,75} (18 - 17) = 17,6^\circ$
E_n , МПа	21(x_1)	x	18(x_2)	$E_x = 21 + \frac{0,689 - 0,65}{0,65 - 0,75} (21 - 18) == 19,83 \text{ МПа}$

$$c_n = 54,27 \text{ кПа}; \varphi_x = 17,6^\circ; E_x = 19,83 \text{ МПа}$$

Попередній розрахунковий опір ґрунту R_0 визначаємо за табл. Е.3 [2] залежно від e та I_L . Для цього спочатку вираховуємо R_A та R_B . Потім, інтерполюючи між значеннями R_A та R_B , знаходимо R_0 .

Супіски. Коефіцієнт пористості, e	Показник текучості I_L			Формула інтерполяції: $\frac{x-x_1}{x_1-x_2} = \frac{y-y_1}{y_1-y_2}$
	0(y_1)	0.4(y)	1(y_2)	
0.6(y_A)	500(x_1)	x_A	300(x_2)	$R_A = 500 + \frac{0.4-0}{0-1}(500-300) = 420 \text{кПа}$
0.689(y_0)		x_0		$R_0 = 420 + \frac{0.689-0.6}{0.6-0.8}(420-260) = 348.8 \text{кПа}$
0.8 y_B	300(x_1)	x_B	200(x_2)	$R_B = 300 + \frac{0.4-0}{0-1}(300-200) = 260 \text{кПа}$

$$R_0 = 248.8 \text{кПа}$$

6. Розрахункові значення характеристик.

$$\gamma_1 = \frac{\gamma}{\gamma_d} = \frac{20,01}{1,05} = 19,06 \text{кН/м}^3; \quad \gamma_{11} = \frac{\gamma}{\gamma_d} = \frac{20,01}{1} = 20,01 \text{кН/м}^3;$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_n}{\gamma_d} = \frac{17,6}{1,15} = 15,3^\circ; \quad \varphi_{11} = \frac{\varphi_n}{\gamma_d} = \frac{17,6}{1} = 17,6^\circ;$$

$$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_d} = \frac{54,27}{1,5} = 8,41 \text{кПа}; \quad c_{11} = \frac{c_n}{\gamma_d} = \frac{54,27}{1} = 54,27 \text{кПа};$$

Дані фізико - механічних характеристик ґрунтів заносимо до табл. 1. В.

Глиннистий ґрунт

Вихідні дані: $p = 2,07 \text{ т / м}^3$; $p_s = 2,7 \text{ т / м}^3$; $W = 0,19$;

Фракція, мм	> 2,0	1,0-2,0	0,5-1,0	0,25-0,5	0,1-0,25	< 0,1
Гранулометричний склад, %	0,2	5,0	16,7	23,2	28,7	26,2
$\Sigma\%$ часток по масі більше даного діаметру	0,2	5,2	21,9	45,1	73,8	100
$\Sigma\%$ часток по масі менше даного діаметру	99,8	94,8	78,1	54,9	26,2	0
Граничний діаметр часток, мм	2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0

Після сумування відсотків частинок по масі піску, маємо висновок, що пісок пилюватий, так як маса частинок більше 0,1 мм - більше 73,8%.

1. Пітома вага ґрунту.

• природного стану: $\gamma = p \cdot g = 2,07 \cdot 9,81 = 20,31 \text{ kH/m}^3$;

• частинок: $\gamma_s = p_s \cdot g = 2,7 \cdot 9,81 = 26,49 \text{ kH/m}^3$.

• вивантаженому стані нижче рівня ґрунтових вод:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} - 1 = \frac{26.49 - 10}{1 + 0.552} = 10.63 \text{ kH/m}^3.$$

2. Визначаємо стан ґрунту (за коефіцієнтом пористості).

$$e = \frac{\gamma_s(1 + W)}{\gamma} - 1 = \frac{26.49 \cdot (1 + 0.19)}{20,31} - 1 = 0.552.$$

Згідно з табл. Б18 [1] пісок пилуватий при $e < 0.6$ знаходиться в стані достатньої щільності.

3. Додаткова класифікація стану піску за ступенем водонасичення.

$$S_r = \frac{Wp_s}{ep_w} = \frac{0.19 \cdot 2.7}{0.552 \cdot 1} = 0.93.$$

Згідно з габл. Б17 [1] пісок пилуватий при $S_r > 0,8$ насичений водою.

4. Визначення характеристик міцності і деформативності.

Значення c_n, φ_n, E визначаємо інтерполяцією за табл. В. 1 [2] залежно від назви ґрунту (коефіцієнта пористості - e).

Пилуваті	Коефіцієнт пористості, e			Формула інтерполяції: $\frac{x - x_1}{x_1 - x_2} = \frac{y - y_1}{y_1 - y_2}$
	0.55(y_1)	0.552(y)	0.65(y_2)	
$c_n, \text{кПа}$	6(x_1)	x	4(x_2)	$c_x = 6 + \frac{0.552 - 0.55}{0.55 - 0.65} (6 - 4) = 5,96 \text{кПа}$
$\varphi_n, \text{Градусів}$	18(x_1)	x	17(x_2)	$\varphi_x = 34 + \frac{0.552 - 0.55}{0.55 - 0.65} (34 - 30) = 33,9^\circ$
$E_n, \text{МПа}$	21(x_1)	x	18(x_2)	$E_x = 28 + \frac{0.552 - 0.55}{0.55 - 0.65} (28 - 18) = 27,8 \text{МПа}$

$$c_n = 5,96 \text{кПа}; \varphi_x = 33,9^\circ; E_x = 27,8 \text{МПа}.$$

За табл. Е.2 [2] визначимо попередній розрахунковий опір ґрунту R_0 залежно від назви ґрунту, його стану і водонасичення $R_0 = 150 \text{кПа}$.

5. Розрахункові значення характеристик.

$$\gamma_1 = \frac{\gamma}{\gamma_d} = \frac{20,31}{1,05} = 19,34 \text{ kH/m}^3; \quad \gamma_{11} = \frac{\gamma}{\gamma_d} = \frac{20,31}{1} = 20,31 \text{ kH/m}^3;$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_n}{\gamma_d} = \frac{33,9}{1,1} = 30,8^\circ; \quad \varphi_{11} = \frac{\varphi_n}{\gamma_d} = \frac{33,9}{1} = 33,9^\circ;$$

$$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_d} = \frac{5,96}{1,5} = 3,97 \text{ кПа}; \quad c_{11} = \frac{c_n}{\gamma_d} = \frac{5,96}{1} = 5,96 \text{ кПа};$$

Дані фізико - механічних характеристик ґрунтів заносимо до табл. 1.

Табл. 4.1.

Розрахункові значення фізико - механічних показників ґрунтів

Номер шару	Повне найменування ґрунту	Для розрахунку за II групою граничного стану							
		Питома вага	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації	Розрахунковий опір ґрунту	Питома вага	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя
1	Рослинний	<u>14,52</u>	-	-	-	-	<u>13,83</u>	-	-
2	Супісок	<u>18,74</u>	<u>12,62</u>	<u>23,4</u>	<u>14,86</u>	<u>240,85</u>	<u>17,85</u>	<u>8,41</u>	<u>20,3</u>
3	Глина	<u>20,01</u>	<u>54,27</u>	<u>17,6</u>	<u>19,83</u>	<u>348,8</u>	<u>19,06</u>	<u>36,18</u>	<u>15,3</u>
4	Пісок пилуватий	<u>20,31</u>	<u>5,96</u>	<u>33,9</u>	<u>27,8</u>	<u>150</u>	<u>19,34</u>	<u>3,97</u>	<u>30,8</u>

Ґрунт ІГЕ-1 є сильно стисливим, а тому в якості природної основи використовувати не можна.

Ґрунти ІГЕ-2, ІГЕ-3, ІГЕ-4 придатні для використання їх як природної основи з розрахунковими показниками, що наведені у табл. 1

Ґрунтові води залягають на глибині 8,5 м від поверхні і на основу та фундаменти не впливають.

Сучасні інженерно-геологічні процеси на майданчику не розвиваються.

4.2 Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту на природній основі має прийматися виходячи з наступних основних моментів:

- 1) конструктивних особливостей будівлі (наявності підвалу, уніфікованих особливостей збірних елементів фундаментів та ін.) - d_k
- 2) інженерно-геологічних умов площадки будівництва (фізико-механічних властивостей основи)
- 3) мінімальної величини глибини закладання фундаментів, $d_{\min}=1,2$ м.
- 4) гідрогеологічних умов площадки будівництва
- 5) глибини середньорічного промерзання ґрунту d_f .

4.3 Визначаємо розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту

$$d_p = K_h \cdot d_{fn}, \text{ де}$$

K_h - визначаємо за табл.11. Для того, щоб скористатися цією таблицею необхідно знати конструкцію підлоги і нормативний температурний режим першого поверху або підвального приміщення.

Оскільки у безкаркасній будівлі передбачено підвал, температурний режим якого становить $+2...+4^{\circ}\text{C}$, коефіцієнт приймаємо зі значенням - 0,7; для каркасної, де підвалу не передбачено, а підлога запроектована на лагах по ґрунту, температурний режим $+21^{\circ}\text{C}$, приймаємо його рівним 0,6.

d_{fn} - це величина нормативної глибини сезонного промерзання ґрунту, визначається за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{|M_t|}$$

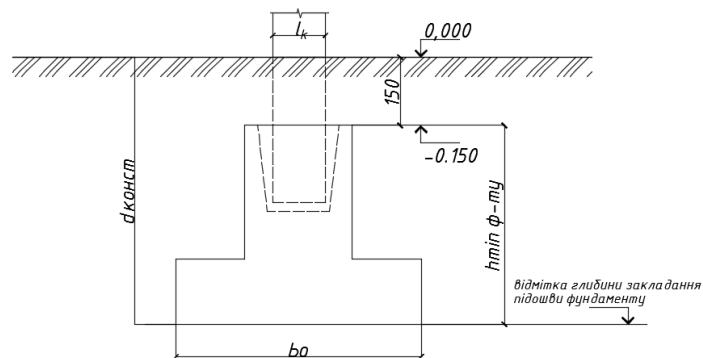
d_0 - величина, що залежить від виду ґрунту, що розташований під подошвою фундаменту; для супісків та пісків пилуватих вона становить - 0,28 м, глина та суглинки - 0,22 м. Приймаємо - 0,24 м.

M_t - безрозмірний коефіцієнт, чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зимовий період у районі будівництва; визначається за ДСТУ-НБВ.1.1-27:2010 (табл. 2);

4.4. Врахування конструктивних особливостей будівлі

На даному етапі проектування виконуємо попереднє конструювання фундаментів у вертикальному розрізі. Тип та розміри фундаментів приймаємо в залежності від конструктивних особливостей наземної частини будівлі, об'ємно-планувальних рішень по підземній частині, діючих сортаментів збірних залізобетонних елементів фундаменту, вимог до модульності розмірів окремих частин монолітних фундаментів, розташування рівня горизонтальної гідроізоляції та рівня підлоги підвалу відносно підшови фундаментів.

Попереднє конструювання стрічкового монолітного фундаменту під цегляну стіну:



Шукана величина глибини закладання фундаменту має бути більше ніж будь-яке із знайдених значень d_f , $d_{конст}$ та d_{min} , тобто має виконуватися умова

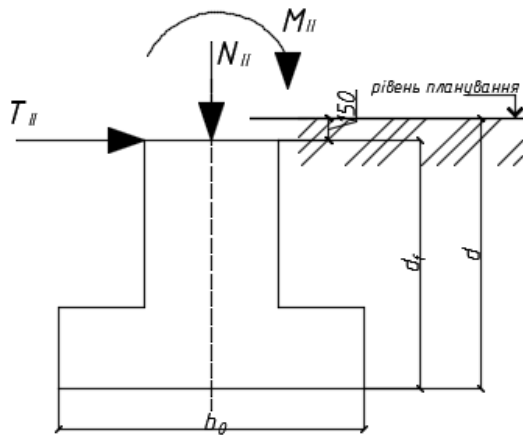
$$d \geq d_f \geq d_{конст} \geq d_{min}$$

Конструктивно приймаємо $d=1,2$ м.

4.5. Розрахунок розмірів ширини підшови фундаменту на природній основі

Вихідні дані

- 1) Навантаження на фундамент $N=840$ кН, $M=162$ кНм, $Q=14$ кН.
- 2) Розрахункова схема фундаменту



1) Попередню площу підшови окремого (стовпчастого) фундаменту розраховуємо за формулою:

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma \cdot d_n} = \frac{840}{50 - 20 \cdot 1,2} = 11,35 \text{ м}^2$$

2) Визначаємо ширину і довжину підшови фундаменту у першому наближенні при співвідношенні сторін $l/b=1,4$ вони дорівнюють:

$$b = \sqrt{\frac{A}{1,4}} = \sqrt{\frac{11,35}{1,4}} = 2,85 \text{ м}$$

$$l = \frac{A}{b} = \frac{11,35}{2,85} = 3,98 \text{ м}$$

Округлюємо отримані значення до кратних 0,3 м, отримуємо: $b=3,0 \text{ м}$, $l=4,2 \text{ м}$. Площа підшови дорівнює $A=12,6 \text{ м}^2$.

4.6. Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір R для шару ґрунту, що розташований під підшовою фундаменту визначаємо за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_\gamma \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, приймаються за табл. 8

$$k = 1$$

Коефіцієнти $M_\gamma = 0,84, M_q = 4,37, M_c = 6,90$.

$$k_z = 1$$

$$\gamma_{cf} = 1$$

$$R = \frac{1,3 \cdot 1}{1} [0,84 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 19,13 + 0,84 \cdot 1,2 \cdot 9,32 + (4,37 - 1) \cdot 1,2 \cdot 19,13 + 6,90 \cdot 6] = 229,27 \text{ кПа}$$

Уточнюємо площу та розміри фундаменту:

$$A = \frac{N}{R - \gamma \cdot d_n} = 4,09 \text{ м}^2$$

Остаточні розміри підшви:

$$b = 2,1 \text{ м}$$

$$l = \frac{A}{b} = \frac{4,09}{2,1} = 1,9 \text{ м}$$

5. ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1. Небезпечні та шкідливі виробничі фактори при бетонуванні

Робоче місце бетонувальника – це зона трудової діяльності групи людей, що беруть участь в технологічному процесі бетонування каркасу будівлі. Робоче місце є зоною в якій зосереджені матеріально – технічні елементи виробництва, що забезпечують технологічний процес. Робоче місце бетонувальника знаходиться на відкритому повітрі з природнім та не природнім освітленням. Основою роботи є встановлення підтримуючої каркасної системи горизонтальної опалубки, окремих стояків - опор і балок, що захищають від горизонтального зміщення при допомозі спеціальних струбцин, які скріплюють головні і другорядні балки в зонах їх сполучення з вертикальними конструкціями (стінами, колонами, діафрагмами, пілонами, тощо).

Згідно з ГОСТ 12.0.003-74[Небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Класифікація] на людину що виконує даний вид робіт впливають такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори:

- машини та механізми що рухаються;
- підвищений рівень шуму на робочому місці;
- підвищений рівень вібрації;
- підвищена чи понижена рухливість повітря;
- підвищена напруга в електричній мережі, замикання якої може пройти через тіло людини;
- фізичне перенавантаження;
- підвищений рівень пилу та загазованість повітря робочої зони;
- недостатнє освітлення робочої зони.

Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів, що виникають під час
бетонувальних робіт

№	Небезпечні та шкідливі виробничі фактори	Джерело, вид робіт	Цілісні оцінки
1	2	3	4
1	Машини і механізми що рухаються	Земляні роботи, монтажні роботи	Котлован глибиною Н=4,5 м
2	Підвищена напруга в електричній мережі, замикання якої може пройти через тіло людини	Електромонтажні, Електрозварювальні, електрообладнання, освітлення	380 V, 220V, 600V
3	Підвищена чи понижена рухливість повітря	Покрівельні, монтажні, бе-тонні, кам'яні роботи	$V_{вітру} > 15$ м/хв
4	Підвищений рівень пилу та загазованість повітря робочої зони	Вантажо-розвантажувальні роботи, робота з цементом	ГДК=18 мг/м ³ , ГДК=10 мг/м ³
5	Підвищений рівень шуму на робочому місці	Машини, вібратори, компресори	<85дБ
6	Підвищений рівень вібрації	Бетонні роботи	150Гц $V=0,02$ м/с
7	Недостатнє освітлення робочої зони	Автошляхи, монтажні, бетонні, покрівельні, електромонтажні та покрівельні роботи	2 лк 30 лк 75 лк

5.2. Профілактика небезпечних та шкідливих факторів

Для забезпечення безпечної роботи передбачено виконання наступних правил безпеки:

- збір и зварювання великогабаритних секцій слід виконувати на спеціалізованих місцях, стендах, при цьому повинні бути забезпечені проходи з обох сторін конструкції;
- при зварюванні об'ємних секцій на висоті необхідно влаштовувати ліса з розташуванням зварювального пристрою поза місцем роботи зварника;
- всі пристрої, які в пошкодженому стані можуть бути під напругою, повинні мати індивідуальне заземлення з виводом до загального захисного заземлення;

– всі зварювальні установки повинні бути під наглядом наладчика-монтера. Виправляти дефекти електрозварювального пристрою має право лише монтер-наладчик.

– При зварюванні великогабаритних виробів слід застосовувати щити-ширми, що огорожують місця зварювання зі всіх боків.

Для заземлення електроустановок на будівельному майданчику використовуються природні заземлювачі:

– прокладені в землі водопровідні й інші металеві трубопроводи за винятком трубопроводів паливних і легкозаймистих рідин, паливних або вибухових газів і сумішей;

– обсадні труби;

– металеві і залізобетонні конструкції будинків і споруджень, що знаходяться в безпосереднім зіткненні з землею;

– свинцеві оболонки кабелів, прокладених у землі;

– заземлювачі опор ліній електропередач.

У тих випадках, коли неможливо або важко здійснити захисне заземлення або занулення, або коли висока імовірність дотику людей до неізольованих струмоведучих частин електроустановок необхідно застосовувати захисне відключення - систему швидкодіючого захисту, автоматично відмикаючу електроустановку.

Для забезпечення безпеки при русі машин і механізмів передбачено:

– огороження зони будівництва парканом висотою не менш 2 м штатними огороженнями з застосуванням сигнальних кольорів і знаків безпеки, що знаходяться безпосередньо на огороженні або поблизу його;

– ширина тимчасових доріг: з одnobічним рухом 3.5 м, із двостороннім рухом, а також у місцях, де передбачений об'їзд автотранспорту - 6 м ;

– передбачені пішохідні доріжки, при цьому кількість перетинань їх з дорогами мінімальна;

– при роботі монтажного крана та екскаватора: мінімальне видалення людей від умовної лінії, описуваної гаком крана чи ковшем екскаватора при максимальному його вильоті дорівнює 5 м.

Для запобігання негативного впливу підвищеної температури поверхні устаткування та матеріалів передбачено:

- розміщення їх в спеціальних місцях, віддалених від місць основного перебування робітників;
- робітники, що використовують устаткування з підвищеною температурою поверхні (устаткування для розігріву електрозварювання) повинні дотримуватись правил техніки безпеки відповідно до робочого процесу, застосовувати засоби індивідуального захисту (рукавички, окуляри, спецфартуки й ін.), а також правильно користуватися цими засобами.

Для зменшення негативного впливу шуму на робочому місці необхідно:

- проведення будівельних робіт у той час року і доби, коли рівень шуму мінімальний і відповідає санітарним нормам;
- застосування індивідуальних засобів шумового захисту (спеціальні каски, навушники й ін.), обмежений час перебування в зоні зашумлення;
- розміщення захищених від шуму побутових приміщень для відновлення сил робітниками під час перерв.

Для забезпечення безпечної роботи в темний час доби передбачається освітлення робочої зони відповідно до розрахунку прожекторів, що приведений нижче.

Розрахунок прожекторного освітлення.

Так як роботи переважно виконуються на значній висоті у зоні, де діє лише природне освітлення, то необхідним буде проектування прожекторного освітлення, що забезпечить освітленість в 10 лк.

Отже, монтажна зона, що має бути освітленою має розміри 72х30м.

Згідно з ДСТУ Б А.3.2-15:2011 [ССБТ. Будівництво. Норми освітлення будівельних майданчиків] приймаємо $E_N=10$ лк, $k=1,7$

По таблиці вибираємо прожектор типу ПСМ-30-1 з лампою Г200-220 з максимальною силою світла $I_{max}=33\text{ккд}$, кутом розсіювання $\beta=100^\circ$.

Кількість прожекторів:

$$N = m E_{nkA} / P_L = 0.30 \cdot 10 \cdot 1,7 \cdot 2160 / 200 = 12$$

Приймаємо $N=12$ шт.

Мінімальна висота установки прожектора дорівнює:

$$H = \sqrt{I_{max} / 300} = \sqrt{33000 / 300} = 10.4\text{м.}$$

Згідно з ДСТУ Б А.3.2-15:2011 прожектори встановлюємо на прожекторні мачти. Кожну мачту встановлюємо посередині кожної сторони майданчику.

Число прожекторів на кожну мачту дорівнює відповідно 3.

5.3. Заходи по пожежній та вибуховій безпеці

Дійсний розділ виконаний відповідно до ДБН В.2.5-56:2014 [Системи протипожежного захисту].

Передбачаємо три основні системи по забезпеченню пожежної безпеки:

- запобігання пожежі;
- пожежного захисту;
- гасіння пожежі.

Система запобігання пожежі

Для запобігання утворення в пальному середовищі джерел запалювання даним проектом передбачені:

- порядок виконання, застосування і режиму експлуатації машин, механізмів і іншого устаткування, матеріалів і виробів, здатних стати джерелами запалювання пального середовища;
- застосування технологічного процесу й устаткування, що задовольняють вимогам електростатичної іскробезпечності;
- пристрій блискавковідводу будинків, споруджень і устаткування;
- регламентація максимально припустимої температури нагрівання поверхонь устаткування, виробів і матеріалів, що можуть ввійти в контакт із палим середовищем;

- регламентація максимально припустимої енергії іскрового розряду в пальному середовищі;
- регламентація максимально припустимої температури нагрівання пальних речовин, матеріалів і конструкцій;
- ліквідація умов для теплового, хімічного або мікробіологічного самозаймання речовин, матеріалів, виробів і конструкцій.
- у місцях скупчення людей передбачені спеціальні місця для паління.

Система пожежного захисту

Для забезпечення пожежної безпеки проектом передбачені наступні заходи:

- забезпечити будівельний майданчик у необхідній кількості пожежним інвентарем і засобами для гасіння пожежі. Розмістити їх на території будівельного майданчика таким чином, щоб забезпечити якнайшвидший і безпечний доступ до них після виникнення пожежі (вибуху);
- проектується на тимчасовому водопроводі спеціально обладнані місця для пристрою пожежних гідрантів, таким чином, щоб можна було ліквідувати виниклу пожежу в самій вилученій і важкодоступній точці будмайданчика.
- поблизу вогнебезпечних виробництв, але не ближче 5 м від будинку, обладнаються протипожежні щити і шухляди з піском;
- на території будівельного майданчика передбачено влаштування пожежних гідрантів (ПГ); при цьому відстань між найближчими ПГ не перевищує 100 м; розташування ПГ прийняте уздовж доріг, на 40 м від будинків;
- дороги усередині площадки закільцьовані і забезпечують проїзд пожежної машини;
- максимально можливе застосування непальних і важкогорючих речовин і матеріалів замість пожежонебезпечних;
- обмеження кількості пальних речовин і їхнього розміщення;

- ізоляція пального середовища;
- застосування засобів пожежегасіння;
- застосування засобів колективного й індивідуального захисту людей;
- застосування системи противодимного захисту;
- застосування засобів пожежної сигналізації і повідомлення про пожежу;
- організація пожежної охорони ділянки;
- проведення на площадку телефонної лінії та радіозв'язку.

Обмеження кількості палих речовин і їхнього розміщення досягається:

- розміщення технологічно виправданої кількості палих речовин і матеріалів на будівельному майданчику (основна їхня кількість повинна зберігатися на складах або спеціально обладнаних площадках);
- наявності аварійного зливу пожежонебезпечних рідин;
- розміщення пожежонебезпечного устаткування на відкритих площадках.

Для забезпечення ізоляції пального середовища проектом передбачені заходи:

- максимальна механізація й автоматизація технологічних процесів, зв'язаних із застосуванням пожежонебезпечних речовин;
- установка пожежонебезпечного устаткування в ізольованих приміщеннях, на відкритих площадках (для хімічних речовин – криті склади, устаткування для розігріву бітуму – на відкритих площадках);
- застосування для пожежонебезпечних речовин герметизованого і герметичного устаткування і тари;
- застосування пристроїв захисту виробничого устаткування з пожежонебезпечними речовинами від ушкоджень і аварій.

Система гасіння пожеж

Дипломним проектом передбачені засоби пожежегасіння, що повинні максимально обмежити розміри пожежі і забезпечити його гасіння.

У дипломному проекті для гасіння виниклої пожежі використовуються: охолодження зони горіння або самих палаючих речовин (вода), ізоляція реагуючих речовин від зони реакції (двоокис вуглецю), комбінований (повітряно-механічна піна).

Для реалізації цілей пожежегасіння проектом передбачено застосування установок:

- водяного пожежегасіння: пожежний водопровід - пожежний гідрант-насос-пожежні рукави;
- пінного пожежегасіння – пересувні установки: з одержанням піни у повітряно-пінних стовбурах.

При виникненні пожежі негайно повідомляється в пожежну частину і приймаються міри до ліквідації пожежі.

Виробничі процеси розроблені так, щоб вірогідність виникнення вибуху налюбій вибухонебезпечній ділянці на протязі року не перевищувала 10^{-6} .

Запобігання утворенню вибухонебезпечного середовища забезпечено:

- застосуванням герметичного виробничого обладнання;
- застосуванням робочої та аварійної вентиляції;
- контролем змісту повітряного середовища та відкладень вибухонебезпечного пилу;
- застосуванням хімічно-активних та інертних добавок;
- конструктивними та технологічними рішеннями прийнятими при проектуванні.

В приміщеннях застосовані стаціонарні автоматичні установки пожежегасіння, аерозольні та рідинні. В приміщеннях де розташовані робочі місця передбачена автоматична система попередження пожежі, що спрацьовує при підвищенні температури, появи диму чи відкритого вогню, та по два переносних вогнегасника з вуглекислим газом ОУ-5 на кожні 20 м² площі.

Постійно проводиться контроль та нагляд за дотриманням норм технологічного режиму, правил і норм техніки безпеки, промислової санітарії та пожежної

безпеки.

5.4. Інструкція з охорони праці

Дійсна інструкція розроблена для монтажника металоконструкцій.

Загальні вимоги безпеки

1. Працівники не молодші 18 років, ті, що пройшли відповідну підготовку, що мають II групу по електробезпеці і професійні навички для роботи електрозварника, перед допуском до самостійної роботи повинні пройти:

а) обов'язкові попередні (під час вступу на роботу) і періодичні (протягом трудової діяльності) медичні огляди (обстеження) для визнання придатними до виконання робіт;

б) навчання безпечним методам і прийомам виконання робіт, інструктаж по охороні праці, стажування на робочому місці і перевірку знань вимог охорони праці.

2. Електрозварники зобов'язані дотримувати вимоги безпеки праці для забезпечення захисту від дії небезпечних і шкідливих виробничих чинників, пов'язаних з характером роботи:

а) підвищенна напруга в електричному ланцюзі, замикання якого може пройти через тіло людини;

б) розташування робочого місця на значній висоті відносно землі (підлоги);

в) шкідливі речовини;

г) гострі кромки, шорсткості на поверхні заготівок;

д) підвищена запиленість і загазованість повітря робочої зони.

3. Для захисту від механічних дій електрозварники зобов'язані використовувати ту, що надається працедавцями безкоштовно: костюми брезентові або костюми для зварювача, черевики шкіряні, рукавиці брезентові. На роботах по зварці шинопровода: костюми бавовняні з вогнезахисним просоченням, черевики шкіряні, рукавиці брезентові. У зимову пору року костюми на утеплюючій прокладці і валянки.

4. При знаходженні на території будмайданчика електрозварники повинні

носити захисні каски.

5. Знаходячись на території будівельного (виробничої) майданчика, у виробничих і побутових приміщеннях, ділянках робіт і робочих місцях електрозварники зобов'язані виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку, прийняті в даній організації.

6. Допуск сторонніх осіб, а також працівників в нетверезому стані на вказані місця забороняється.

7. В процесі повсякденної діяльності електрозварники повинні:

а) застосовувати в процесі роботи зварювальні апарати, інше устаткування і засоби малої механізації за призначенням, відповідно до інструкцій заводів-виготівників;

б) підтримувати порядок на робочих місцях, очищати їх від сміття, снігу, пилу, не допускати порушень правил складування матеріалів і конструкцій;

в) бути уважними під час роботи і не допускати порушень вимог безпеки праці.

8. Електрозварники зобов'язані негайно сповіщати свого безпосереднього або вищестоящого керівника про будь-яку ситуацію, загрозливого життю і здоров'ю людей, про кожен нещасний випадок, що відбувся на виробництві, або про погіршення свого здоров'я, зокрема про появу гострого професійного захворювання (отруєння).

Вимоги безпеки перед початком роботи

1. Перед початком роботи електрозварники зобов'язані:

а) пред'явити керівнику робіт посвідчення про перевірку знань безпечних методів робіт;

б) надіти каску, спецодяг, спецвзуття встановленого зразка;

в) одержати завдання на виконання роботи у бригадира або керівника.

2. Після отримання завдання у бригадира або керівника робіт електрозварники зобов'язані:

а) підготувати необхідні засоби індивідуального захисту (при виконанні стельової зварки - азбестові або брезентові нарукавники; при роботі лежачи теплі підстилки; при виробництві робіт у вологих приміщеннях - діелектричні

рукавички, галоші або килимки; при зварці або різанні кольорових металів і сплавів - шланговий протигаз);

б) перевірити робоче місце і підходи до нього на відповідність вимогам безпеки;

в) підготувати інструмент, устаткування і технологічне оснащення, необхідні при виконанні робіт, перевірити їх справність і відповідність вимогам безпеки;

г) у разі виробництва зварювальних робіт в закритих приміщеннях або на території діючого підприємства перевірити виконання вимог пожежовибухобезопасності і вентиляції в зоні роботи.

3. Електрозварники не повинні приступати до роботи при наступних порушеннях вимог безпеки:

а) відсутності або несправності захисного щитка, зварювальних дротів, електротримача, а також засобів індивідуального захисту;

б) відсутності або несправності заземлення корпусу зварювального трансформатора, вторинної обмотки, зварюваної деталі і кожуха рубильника;

в) недостатньої освітленості робочих місць і підходів до них;

г) відсутності огорож робочих місць, розташованих на висоті 1,3 м і більш, і обладнаних систем доступу до них;

д) пожежовибухонебезпечних умовах;

е) відсутності витяжної вентиляції у разі роботи в закритих приміщеннях.

4. Знайдені несправності і порушення вимог безпеки повинні бути усунені власними силами до початку робіт, а при неможливості зробити це електрозварники зобов'язані повідомити про них бригадира або керівника робіт.

Вимоги безпеки під час роботи

1. Електрозварники зобов'язані виконувати роботи при дотриманні наступних вимог безпеки:

а) місце виробництва робіт, а також розташовані нижче місця повинні бути звільнені від горючих матеріалів в радіусі не менше 5 м, а від вибухонебезпечних матеріалів і установок - 10 м;

б) при виробництві робіт електрозварювань поза приміщеннями (під час дощу

або снігопаду) над робочим місцем зварювача і місцем знаходження зварювального апарату повинен бути встановлений навіс;

в) роботи електрозварювань на висоті повинні виконуватися з лісів або підмостей з огорожами. Забороняється проводити роботи з приставних драбин;

г) зварка повинна здійснюватися із застосуванням двох дrotів, один з яких приєднується до електротримача, а інший (зворотний) - до зварюваної деталі. Забороняється використовувати як зворотний дріт мережі заземлення металеві конструкції будівель, технологічне устаткування, труби санітарно-технічних мереж (водопровід, газопровід і т.п.);

д) зварювальні дроти повинні з'єднуватися способом гарячого паяння, зварки або за допомогою сполучних муфт з ізолюючою оболонкою. Місця з'єднань повинні бути заізольовані; з'єднання зварювальних дrotів методом скручування не допускається;

е) зварювальні дроти повинні прокладати так, щоб їх не могли пошкодити машини і механізми. Забороняється прокладка дrotів поряд з газозварочними шлангами і трубопроводами, відстань між зварювальним дrotом і трубопроводом кисню повинна бути не менше 0,5 м, а трубопроводом ацетилену і інших горючих газів - 1 м.

2. Перед зваркою електрозварник повинен переконатися, що кромки зварюваного виробу і прилегла до них зона (20-30 мм) очищені від іржі, шлаку і т.п. При очищенні необхідно користуватися захисними окулярами.

3. Зварювані деталі до початку зварки повинні бути надійно закріплені. При різанні елементів конструкцій електрозварник зобов'язаний застосовувати заходи проти випадкового падіння відрізуваних елементів.

4. Місткості, в яких знаходилися горючі рідини або кислоти, до початку робіт електрозварювань повинні бути очищені, промиті, просушені з метою усунення небезпечної концентрації шкідливих речовин.

5. Забороняється виробляти зварку на ємкостях, що знаходяться під тиском. Зварку (різання) свіжопофарбованих конструкцій і деталей слід виробляти тільки після повного висихання фарби.

6. При виконанні робіт електрозварювань в закритих ємкостях або порожнинах конструкцій електрозварник зобов'язаний дотримувати наступні вимоги безпеки:

а) робоче місце повинне бути забезпечене витяжною вентиляцією, а в особливих випадках зварку слід виробляти в шланговому протигазі;

б) застосовувати освітлення напругою не вище 12 В, встановлюючи трансформатор поза місткістю;

в) роботи необхідно здійснювати із застосуванням запобіжного поясу з кріпленням його до мотузка, інший кінець якого повинен тримати страхуючий зовні місткості;

г) апарат електрозварювання повинен мати електроблокування, що забезпечує автоматичне відключення напруги холостого ходу або обмеження його до напруги 12 В з витримкою часу не більш 0,5 с;

д) електрозварник при роботі повинен користуватися діелектричними рукавичками, галошами, килимком, а також ізолюючим шоломом.

7. При роботі в одному місці декількох електрозварників їх робочі місця необхідно захищати світлонепроникними щитами з матеріалу, що не згорає.

8. Забороняється одночасна робота електрозварника і газозварника (газорізальника) усередині закритої ємкості або резервуару.

9. Під час перерв в роботі електрозварнику забороняється залишати на робочому місці електротримач, що знаходиться під напругою, зварювальний апарат необхідно відключати, а електротримач закріплювати на спеціальній підставці або підвісці. Підключення і відключення зварювальних апаратів, а також їх ремонт повинні здійснюватися спеціальним персоналом через індивідуальний рубильник.

Вимоги безпеки після закінчення роботи

Після закінчення роботи електрозварник зобов'язаний:

а) відключити апарат електрозварювання;

б) привести в порядок робоче місце, зібрати інструмент, змотати в бухти зварювальні дроти і прибрати у відведені для їх зберігання місця;

- в) переконатися у відсутності вогнищ загоряння, при їх наявності залити водою;
- г) про всі порушення вимог безпеки, що мали місце в процесі виконання роботи, повідомити бригадира або керівника робіт;
- д) переконатися у відсутності вогнищ загоряння; при їх наявності - залити водою;
- е) про всі порушення вимог безпеки, що мали місце в процесі роботи, повідомити бригадира або керівника.

5.5. Вимоги безпеки в аварійних ситуаціях

1. У разі виникнення аварії, пожежі або нещасного випадку працівники **ПОВИННІ**:

- негайно припинити роботу;
- сповістити керівника робіт або роботодавця;
- ужити (по можливості) заходів усунення небезпеки, що виникла;
- у разі нещасного випадку надати необхідну допомогу потерпілому;
- у всіх нещасних випадках викликати лікаря або відвезти потерпілих до лікарні.

2. У разі різкої зміни кліматичних умов або інших причин, які змінюють умови виконання робіт, роботу слід припинити. Працівників та обладнання і матеріали слід спустити з висоти.

3. У разі незадовільного почуття працівника керівник робіт повинен відсторонити його від роботи, і якщо працівник, який відчуває себе незадовільно, перебуває на висоті, керівнику робіт слід ужити заходів з евакуації його з висоти та викликати швидку медичну допомогу.

4. Під час розслідування нещасних випадків і аварій слід виконувати вимоги Положення про порядок розслідування та ведення обліку нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві, затвердженого постановою Кабінету Міністрів України.

5.6. Вимоги безпеки в аварійних ситуаціях

1. При виявленні в процесі роботи загорянь необхідно роботу припинити і вжити заходи до їх гасіння. У разі неможливості ліквідувати загоряння

власними силами необхідно повідомити бригадира або керівника робіт.

2. У разі виникнення несправності зварювального агрегату, зварювальних дротів, електродотримачів, захисного щитка або шолома - маски необхідно припинити роботу і повідомити про це бригадира або керівника робіт. Відновити роботу можна тільки після усунення всіх несправностей відповідним персоналом.

6. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

6.1 Опис і оцінка можливого впливу на довкілля планованої діяльності.

Вплив на повітряне середовище.

Викиди в атмосферу при автостоянці автомобілів

Як джерело забруднення атмосфери об'єкт характеризується такими викидами: діоксид азоту, оксид вуглецю, вуглеводні граничні C12-C19, ангідрид сірчистий, аміак, сажа, бенз(а)пірен, оксид азоту, парникові гази (метан, діоксид вуглецю).

Як джерело забруднення атмосфери об'єкт характеризується такими викидами: діоксид азоту, оксид вуглецю, діоксид сірки, аміак, метан, сажа, оксид азоту, вуглекислий газ, неметанові леткі органічні сполуки, бенз(а)пірен.

Розрахунок викидів шкідливих речовин від автомобілів

Під час в'їзду-виїзду з відкритих автостоянок в атмосферне повітря виділяються забруднюючі речовини з відпрацьованими газами ДВЗ автотранспорту.

При розрахунках приймається, що автомобілі по типам двигунів розподіляються наступним чином: бензинові – 50%, дизельні – 50%.

Викиди шкідливих речовин від транспортних засобів визначені згідно з Наказом від 13.11.2008 р. №452 Державного комітету статистики України

«Про затвердження Методики розрахунку викидів забруднюючих речовин та парникових газів у повітря від транспортних засобів».

Формули для розрахунку: секундний викид:

$$M = V \times P \times D \times A \times K \times W_{год} \times 1000 \div 3600, \text{ г/с}$$

валовий викид:

$$M = V \times P \times D \times K \times W_{річ} \div 1000, \text{ т/рік}$$

M - маса викиду речовини;

V - питомі викиди забрудненої речовини, кг/т;

P - пробіг по території згідно проектних даних, км;

D - витрата палива 1-м автомобілем, т/км;

A - кількість автомобілів, шт;

K - коефіцієнт впливу технічного стану транспортних засобів на питомі викиди;

$W_{год}$ кількість віздів – виїздів за одну годину, шт/год;

$W_{річ}$ кількість віздів – виїздів за рік, шт/рік;

F - кількість роботи, днів;

Відповідно до «Норм витрат палива і мастильних матеріалів на автомобільному транспорті», затверджених наказом Мінтрансу України від 10.02.1998 р. № 43, прийнято середню витрату бензину легковими автомобілями у кількості 10 л/100 км, дизельного палива – 8 л/100 км.

Згідно п. 2.1.1. «Методики розрахунку викидів забруднюючих речовин та парникових газів у повітря від транспортних засобів» для переведення витрати палива у вагові одиниці застосовуються такі коефіцієнти:

- для бензину – 0,74 кг/л;

- для дизельного палива – 0,85 кг/л

Отже, масова витрата палива на 1 км становить:

$0,1 \cdot 0,74 / 1000 = 0,000074$ т/км – для бензину;

$0,08 \cdot 0,85 / 1000 = 0,000068$ т/км – для дизельного палива.

Величина пробігу згідно проектних даних з урахуванням в'їзду та виїзду становить 0,12 км.

Величина пробігу при прогріванні становитиме:

$N = S \cdot t$ де:

S – швидкість при русі по території автостоянки, км/год; t – час прогрівання, хв;

$N = 5 \text{ км/год} \cdot 1 \text{ хв} = 0,083 \text{ км/хв} \cdot 1 \text{ хв} = 0,083 \text{ км}$

Величина пробігу з урахуванням в'їзду, виїзду та прогрівання становить 0,2083км.

Доцільність розрахунків розсіювання шкідливих речовин визначаємо згідно з «Методикою розрахунків концентрацій в атмосферному повітрі шкідливих речовин, які містяться в викидах підприємств» (п.5.21 ОНД-86, Держкомгідромет,):

Доцільність розрахунку визначається за формулою:

$M/ГДК > \Phi$, де

$\Phi = 0,01H$ (при $H > 10m$), $\Phi = 0,1$ (при $H \leq 10m$),

M – сумарне значення викидів речовини усіма джерелами об'єкту, г/с;

$ГДК$ – максимальна разова гранично допустима концентрація, мг/м³;

H – середньозважена по об'єкту висота джерел викидів.

Середньозважена висота обчислюється за формулою:

$H = (H_1 \cdot M_1 + H_2 \cdot M_2 + \dots + H_n \cdot M_n) / \Sigma M$, де

H_1, H_2, \dots, H_n – висота джерел №1,2,...n відповідно, м;

M_1, M_2, \dots, M_n – сумарне значення викидів шкідливих речовин джерел №1,2,...n відповідно, г/с;

ΣM – сумарне значення викидів шкідливих речовин всіх джерел, г/с.

Результати розрахунку доцільності наведені у таблиці.

Таблиця

Викиди шкідливих речовин в середовище.

Найменування Речовини	ГДК	М	М/ГДК	Ф	Доцільність
Діоксид азоту	0,2	0,028671	0,143355	0,1	ні
Оксид вуглецю	5,0	0,212446	0,0424892	0,1	ні
Діоксид сірки	0,5	0,008447	0,016894	0,1	ні
Аміак	0,2	2,48E-06	0,00000124	0,1	ні
Метан	50,0	0,000873	0,0001746	0,1	ні
Оксид азоту	0,4	0,000183	0,0004575	0,1	ні
Неметанові леткі органічні сполуки	1,0	1,798	1,798	0,1	так
Сажа	0,15	0,003942	0,02628	0,1	ні
Бенз(а)пірен	0,00001	0,000017	1,7	0,1	так

Перевищення умов відбувається для забруднюючих речовин таких як неметанові леткі органічні сполуки та бінз(а)пірен. Для визначення вкладу даного об'єкту проводяться розрахунки розсіювання. Проаналізувавши результати розрахунків розсіювання забруднюючих речовин, можна зробити висновок, що перевищення нормативних значень для атмосферного повітря без врахування фонових концентрацій не спостерігатиметься.

Викиди шкідливих речовин від транспортних засобів визначені згідно з Наказом від 13.11.2008 р. №452 Державного комітету статистики України «Про затвердження Методики розрахунку викидів забруднюючих речовин та парникових газів у повітря від транспортних засобів».

Аналіз розрахунку доцільності показав, що максимальні концентрації забруднюючих речовин від при проведенні будівельних робіт менші 0,1ГДК і проведення розрахунків розсіювання шкідливих речовин у повітрі недоцільно.

Вплив при будівельних роботах – тимчасовий, в межах нормативних вимог.

6.2 Шумовий і вібраційний вплив.

У складі матеріалів проекту розроблено розділ Охорона праці, де вказано заходи спрямовані на «Захист від шуму», в якому враховані зовнішні (транспорт) та внутрішні джерела шуму (вентиляційне, насосне обладнання, зовнішні блоки систем кондиціонування тощо). Для створення комфортних акустичних умов у житлових та у вбудованих приміщеннях громадського призначення все обладнання монтується з ретельною звукоізоляцією (кріплення та проходи через будівельні конструкції ізолюються пружними прокладками та ін.). У проекті міститься застереження щодо необхідності, після проведення робіт з монтажу обладнання, проведення контрольних інструментальних вимірів рівнів шуму. У разі виявлення перевищень допустимих рівнів шуму, буде розроблено та виконано додаткові шумозахисні заходи.

Проектом передбачаються такі заходи по захисту від шуму і вібрації, що виникають при роботі опалювально-вентиляційного обладнання:

- на припливних та витяжних повітроводах системи вентиляції встановлені шумогасники;
- підключення повітроводів до вентагрегатів – за допомогою гнучких вставок;
- циркуляційні насоси застосовуються з еластичним підключенням трубопроводів;
- в підлозі, стелі і стінах венткамер передбачається влаштування звукоізолюючого шару;
- швидкості повітря в повітроводах і решітках, а також води в трубопроводах не перевищують нормативні;
- вентагрегати встановлюються на віброізоляторах.

При виконанні шумозахисних заходів передбачених у проекті, рівні звуку (шуму) очікуються в межах допустимих значень згідно з ДБН В.1.1- 31 – 2013 «Захист території будинків і споруд від шуму» :

- житлові приміщення – $L_{Аекв}/L_{Амакс} = 40/55$ дБА (700–2300),
 $L_{Аекв}/L_{Амакс} = 30/45$ дБА (2300 – 700);

- територія житлової забудови – $L_{Аекв}/L_{Амакс} = 55/70$ дБА (700–2300),
 $L_{Аекв}/L_{Амакс} = 45/60$ дБА (2300– 700);

- офіси – $L_{Аекв} /L_{Амакс}= 50/65$ дБА.

6.3 Вплив на геологічне середовище.

Глибина сезонного промерзання ґрунтів 1,1 м.

Дзеркало ґрунтового водоносного горизонту зафіксовано в алювіальних пісках, супісках, суглинках та ґрунтах техногенного походження на глибинах до 4,7 м. що відповідає абсолютним відміткам 94,2 - 95,62 м.

Живлення водоносного горизонту здійснюється переважно завдяки інфільтрації атмосферних опадів, втрат з водонесучих мереж на суміжних територіях та гідравлічного

В період інтенсивного сніготанення та рясних, довготривалих дощів можливе підвищення рівня ґрунтових вод на 1,0-1,5 м. В цей же період на покрівлі насипних глинистих ґрунтів в інтервалі глибин 1,2-2,2 м може утворюватися тимчасовий горизонт ґрунтових вод «верховодка» потужністю 0,2-0,7 м.

Поверхневий стік рельєфом не забезпечений.

З несприятливих геологічних процесів та явищ на ділянці можливе підтоплення при прориві водонесучих мереж.

Згідно додатку Ж ДБН А.2.1-1-2014 дана ділянка має II категорію складності (середня складність) інженерно-геологічних умов.

Згідно ДБН В.1.1- 12:2014 територія Київської області знаходиться в межах зони інтенсивності з 5 балами при повторюваності землетрусів 1 раз в 500 і 1000 років.

За сейсмічними властивостями ґрунти відносяться до II категорії, згідно таблиці 5.1 ДБН В.1.1-12:2014.

З метою запобігання виникнення негативних геологічних процесів проектом передбачено впровадження комплексу заходів:

- Фундамент будинку – фундаментна плита товщиною 1200мм (бетон С25/30, W4, арматура класу А500С, А240С по ДСТУ 3760:2006). Під фундаментною плитою виконано бетонну підготовку товщиною 100 мм;

- В якості основи фундаментної плити прийнято піски від пилюватого до середньої крупності ІГЕ-6в, ІГЕ-7в, ІГЕ-8в;

- Прийомка котловану під фундаментною плитою виконується за участю геолога та конструктора. В разі якщо під подошвою фундаментів виявляться слабкі ґрунти $\phi \leq 18$ град; $E \leq 15$ МПа їх необхідно замінити на всю глибину на піщану подушку;

- Виконується антикорозійний захист конструкцій;

- Відведення поверхневих стічних вод організованою мережею дощової каналізації;

- Гідроізоляція підземних конструкцій будівлі;

- Конструкції всіх водонесучих комунікацій запроектовані герметичними, що запобігає водонасиченню ґрунтів;

- Здійснення моніторингу прилеглої забудови і території споруджуваного об'єкта.

Прийняті конструктивні рішення виключають погіршення інженерно-геологічних умов при будівництві та подальшій експлуатації проєктованих будівель та споруд. Вплив на геологічне середовище – в межах нормативних вимог.

6.4 Вплив на ґрунти

Основна дія на ґрунти в період проведення підготовчих та будівельних робіт виявляється в механічному порушенні ґрунтового покриву на території землевідведення.

Поверхня ділянки проектування представлена техногенно сформованим насипним шаром ґрунту (насипні супіски пластичні, з прошаками твердого та включеннями щебеню, будівельного сміття 5-30% шаром 1,1-3,6 м).

Проектована діяльність виключає потрапляння в ґрунт забруднюючих речовин.

6.5 Вплив на водне середовище

Водопостачання – торгового центру передбачається з міської водопровідної мережі.

Об'єкт обладнуються роздільними системами:

- господарсько-питного водопостачання;
- протипожежного водопроводу;
- водопроводом гарячої води.

Гаряче водопостачання вбудованих приміщень забезпечується від електричних водопідігрівачів.

Витрата води на зовнішнє пожежогасіння однієї будівлі становить 25,0 л/с. Зовнішнє пожежогасіння забезпечується від пожежних гідрантів на зовнішній мережі водопроводу.

Витрата води на внутрішнє пожежогасіння складає:

- для торгової частини - 2x2,6 л/с (5,2 л/с);
- для офісної частини - 2x2,6 л/с (5,2 л/с).

Каналізування – побутові стічні води відводяться до міської каналізаційної мережі.

Об'єкт обладнується наступними системами:

- побутова каналізація;

- дощова каналізація (внутрішні водостоки);
- дренажна каналізація (для відведення випадкових стоків)

Показники стічних вод при скиді в систему міської каналізації не перевищують значень, регламентованих «Правилами приймання стічних вод абонентів у систему каналізації м.Києва», затверджених розпорядженням Київміськради від 12.10.2011 р. № 1879: ЗР – 300 г/м³; жири – 50 г/м³.

Водовідведення з території виконується закритою системою з очищенням забрудненої частини стоку на запроектованих очисних спорудах з подальшим скидом до міської мережі дощової каналізації.

Передбачено наступні заходи по запобіганню негативного впливу на водне середовище відповідно до вимог Водного кодексу України, «Правил приймання стічних вод підприємств у комунальні та відомчі системи каналізації населених пунктів України», затверджених Наказом Держбуду України від 19.02.2002 р. №37:

- побутові стічні води відводяться в мережу міської каналізації;
- водовідведення з території забудови виконується закритою системою з підключенням до міської дощової каналізації;
- очистка забрудненої частини стоку (з автостоянок) на запроектованих очисних спорудах до нормативних показників;
- конструкції всіх водонесучих комунікацій запроектовані герметичними;
- виконується тверде покриття проїздів, майданчиків та автостоянок.

6.6 Відходи.

В процесі експлуатації об'єкта будуть утворюватися відходи.

Для організації вивезення сміття з території передбачено майданчики для встановлення контейнерів для твердих побутових відходів (ТПВ). Харчові відходи вивозяться по графіку вивозу. Майданчик ТПВ освітлюються загальними опорами зовнішнього освітлення. Покриття майданчиків для ТПВ виконано з ФЕМ, що дає можливість проводити вологе прибирання. В місцях

примикання з проїжджою частиною запроектовано понижений бортовий камінь для викатки контейнерів під час збору відходів. Вивезення побутових відходів відбуватиметься спеціалізованою організацією по мірі накопичення у контейнерах згідно договірних умов. Вивезення відпрацьованих люмінесцентних (енергозберігаючих) ламп відбуватиметься по мірі їх накопичення.

Світлове, теплове та радіаційне забруднення не відбуватиметься.

6.7 Вплив на рослинний та тваринний світ, заповідні території.

Відповідно до акту обстеження зелених насаджень за № 208 від 14.08.2018 р., складеному комісією, призначеною згідно наказу Департаменту міського благоустрою та збереження природного середовища виконавчого органу Київської міської ради (Київської міської державної адміністрації), зелені насадження на ділянці проектування представлені переважно деревами Каштанів та газонами.

Проектом передбачено благоустрій та озеленення території, зокрема передбачено створення композиційних груп насаджень декоративних дерев та чагарників, створення декоративних газонів та квітників на окремих ділянках території забудови. Всі рослини підібрано згідно I температурної зони України із умовою нескладного догляду і приємного декоративного вигляду.

Площа озеленення становить 2974,3 м² (38,95%).

Вплив на рослинний світ відсутній/в межах нормативних вимог. Вплив на ґрунти в межах нормативних вимог.

Заповідні об'єкти, пам'ятки культурної спадщини, межі історичних ареалів, прибережні захисні смуги, СЗЗ та інші охоронні зони – проектом передбачено дотримання охоронних зон об'єктів інженерних комунікацій відповідно до планувальних обмежень забудови території. На ділянці проектування та в безпосередній близькості об'єкти ПЗФ відсутні.

Кумулятивний вплив від планової діяльності буде відсутній при дотриманні правил експлуатації таких об'єктів.

Планова діяльність не впливатиме на клімат та мікроклімат так, як не здійснюватиме викидів забруднюючих речовин, тепла.

6.8 Оцінка впливів планової діяльності на навколишнє соціальне середовище.

Проектована діяльність передбачає забезпечення громадян житлом та об'єктами громадського призначення.

Розміщення багатоквартирних житлових будинків з торгово-розважальним центром, приміщеннями громадського призначення та підземно-наземним паркінгом не протирічить функціональному зонуванню прилеглої території, ділянка проектування знаходяться на території, що, згідно з затвердженим детальним планом території, планується під житлову забудову.

При функціонуванні проекрованої діяльності не виникає загроза здоров'ю і рівню комфорту населення – рівні забруднення атмосферного повітря мінімальні та значно нижчі 0,1 ГДК населених місць; вплив на водні ресурси – в межах нормативних вимог.

Оцінка впливу проекрованої діяльності на соціальне середовище доводить, що реалізація даного проекту позитивно вплине на соціальне середовище.

Список літератури

1. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Введены в действие с 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 68 с. – (Государственные строительные нормы Украины).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
4. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний з 2011-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 97 с. – (Державні будівельні норми).
5. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).
6. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). – [Чинний з 2009-08-14]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).
7. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).
8. Гольшев А.Б. Соппротивление железобетона / А.Б. Гольшев, В.И. Колчунов. – К. : Основа, 2009. – 432 с.
9. Гольшев А.Б. Соппротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях:

монографія / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К. : Талком, 2015. – 371 с.

10. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.

11. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора ; под. ред. Ю.А. Дыховичного и В.И. Колчунова / Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М., Издательский дом АСВ, 2011. – Т. III. – С. 311–428.

12. Залізобетонні конструкції : підруч. для студ. ВНЗ / [П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко]. – К. : Вища школа, 1999. – 508 с.

13. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А.М. Павліков. – Полтава : ПолНТУ, 2015. – 284 с.

14. CEB–FIP Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1991–1–1. – Brussels : CEN, 1991. – 253 p.

15. EN 1992–1 : (Final draft, October 2001). Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General Rules and Rules for Buildings. – European Prestandard. – Brussels, 2002. – 230 p.

16. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. – М. : Стройиздат, 1990. – 255 с.

17. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. ДБН В.2.6-163 : 2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.

18. В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, О.В. Солодянкін, В.Г. Шаповал, О.М. Шашенко, С.В. Біда. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник. - Дніпропетровськ: «Пороги», 2014. – 231 с.

19. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.
20. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. - К., 2009.
21. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. – К.: НИИСК, 1996 – 204 с.
22. Штоль Т.М., Теличенко В.И., Феклин В.И. Технология возведения подземной части зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1990. – 288 с.
23. Залесов А.С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997. - №5. – С.31-34.
24. Дорофеев В.С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона / Дорофеев В.С., Барданов В.Ю. – Одесса: ОДАБА, 2003. – 210с.