

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: **Будівельний**

Кафедра Організації та управління будівництвом

Освітньо-кваліфікаційний рівень: **бакалавр**

Галузь знань: 19 „Архітектура і будівництво”

Спеціальність: 192 «Будівництва та цивільна інженерія»

„Промислове і цивільне будівництво”

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри д.т.н., професор

Тугай О.А.

“ ” _____ 2023 року

**З А В Д А Н Н Я
НА АТЕСТАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ**

Богданець Віталій Олексійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема атестаційної роботи Спорудження цеху з виробництва металоконструкцій у м. Суми

керівник атестаційної роботи д.т.н., Тугай О.А.

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

затверджені наказом вищого навчального закладу від “ ” _____ 2023 року № _____

2. Термін подання студентом атестаційної роботи _____

3. Вихідні дані до атестаційної роботи _____

основні об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики споруди; інші вихідні данні (надаються випусковою кафедрою).

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік розділів, які потрібно розробити)

Вступ

1. Архітектурно-планувальні рішення

2. Будівельні конструкції

3. Основи і фундаменти

4. Технологія і організація будівництва

5. Охорона праці і навколишнього середовища

6. Спеціальна частина

7. Економіка будівництва

8. Список літератури

5. Перелік матеріалів атестаційної роботи

№ розділу	Найменування розділів атестаційної роботи	Об'єм креслень (аркушів А1)	Орієнтовний об'єм пояснювальної записки (аркушів ФА4)
1	Архітектурно-планувальні рішення: - фасад; - плани поверхів; - розріз.	1	≤ 10
2	Будівельні конструкції:		
2.1	Залізобетонні/металеві/дерев'яні конструкції	0,5	≤ 10
2.2	Основи і фундаменти	0,5	≤ 10
3	Технологія і організація будівництва:		
3.1	Технологічна карта	1	≤ 10
3.2	Календарний графік будівництва	1	≤ 10
4	Охорони праці та навколишнього середовища	-	≤ 5
5	Економіка будівництва	-	≤ 10
6	Спеціальна частина атестаційної роботи	2	≤ 15
7	Список літератури		
	Разом:	6	≤ 80

6. Консультанти розділів атестаційної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1 (АРХ)			
2.1 (ЗБК/МДК)			
2.2 (ОіФ)			
3 (ТБВ/ ОУБ)			
4 (ОПіНС)			
5 (ЕБ)			

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів атестаційної роботи	Термін виконання етапу атестаційної роботи	Примітка
	Вступ		
1	Архітектурно-планувальні рішення		
2.1	Будівельні конструкції (залізобетонні/металеві/дерев'яні)		
2.2	Основи і фундаменти		
3	Технологія і організація будівництва		
4	Охорони праці та навколишнього середовища		
5	Економіка будівництва		
6	Спеціальна частина		
7	Список літератури		
8	Рецензування атестаційної роботи		
9	Захист атестаційної роботи		

Студент _____ **Богданець В.О.**
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник атестаційної роботи _____ **Тугай О.А.**
(підпис) (прізвище та ініціали)

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Будівельний факультет

Організації та управління будівництвом

(повна назва кафедри)

“ЗАТВЕРДЖУЮ”

Завідувач кафедри

д.т.н., професор

Тугай О.А. _____

« _____ » _____ 2023 р.

Пояснювальна записка

до атестаційної роботи
бакалавра

на тему__

Спорудження цеху з виробництва металоконструкцій у м. Суми

Виконав: студент IV курсу, групи_47_

Галузь знань: 19 – «Будівництво та архітектура»

Спеціальність: 192 – «Будівництво та цивільна
інженерія»

Богданець В.О. _____

(прізвище та ініціали)

Керівник __Тугай О.А. _____

(прізвище та ініціали)

Рецензент _____

(прізвище та ініціали)

Зміст

Завдання на дипломний проект

Вступ

1. Архітектурно-планувальні рішення
2. Основи і фундаменти
3. Розрахунково-конструктивний розділ
4. Технологія та організація будівельного виробництва
5. Економіка будівництва
6. Охорона праці та навколишнього середовища
7. Список використаної літератури

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

ВСТУП

В умовах входу нашої економіки в ринок перед капітальним будівництвом стоять складні завдання. Необхідно прискорити ввід об'єктів в експлуатацію, скоротити терміни будівництва і обсяги незавершеного будівництва. Це дозволить зменшити інвестиційний цикл, освоїти нові потужності і підвищити виробничий потенціал галузей народного господарства.

Другою не менш важливою проблемою є виконання житлової програми в нашій країні, соціальна орієнтація будівельної продукції і одночасного посилення реконструктивної направленості капітальних вкладень. Особливе значення має підвищення ефективності будівельного виробництва. Резерви є в економії будівельних матеріалів, в першу чергу цементу і металу, в підвищенні продуктивності праці бригад і виробітку машин.

Основною умовою вирішення вказаних проблем є подальша індустріалізація будівництва на основі науково-технічного прогресу. На ріст продуктивності праці в будівництві приблизно однаково впливають нові матеріали і конструкції, нова будівельна техніка і технологія вдосконалення організації і управління будівництвом.

Перехід до нових форм господарювання і методів організації і управління будівництвом, впровадженням ринкових відносин у всі сфери економіки нашої країни передбачають корінне покращення техніки і технології виробництва, в тому числі і в будівельному комплексі.

Якими ж є основні напрямки вдосконалення техніки і технології будівельного виробництва. По-перше, підвищення ефективності проектування, оптимальності і техніко-економічної обґрунтованості проектних рішень. З цією метою використовують

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

в практиці проектування швидкодіючої засоби, електронні засоби відображення інформації.

По-друге, створення нових високопродуктивних, економічних марок будівельних машин і механізмів, більш повне використання існуючої будівельної

техніки, скорочення затрат ручної праці в будівництві.

По-третє, вдосконалення технологій виробництва будівельних робіт, досягнення якості і скорочення часу їх виконання, використання з цією метою передового вітчизняного і зарубіжного досвіду.

По-четверте, вдосконалення організації будівельного виробництва, проведення екологічних заходів, заходів по охороні праці.

										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

							Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Архітектурно-планувальні рішення

Дипломник: ____Богданець В.О.____

Консультант: ____Черненко А.Д.____

								Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				

Об'ємно-планувальне рішення

Даний об'єкт - цех з виробництва металоконструкцій у м. Суми. Являє собою комплекс, одноповерхових та двоповерхових будівель. Розміри корпусу заводу в плані 165м x 96м. Крок колон середніх і крайніх 6 метрів. Розміри прольотів 12метрів.

Висота до низу будівельних конструкцій одноповерхової будівлі 6 метрів. Одноповерхова прибудова розташована в осях 5-22 і Е-Ж з висотою поверху 4,8м. Верх будівельних конструкцій становить відмітку 11,7 метра.

Несуча конструкція - залізобетонний каркас із сіткою колон 6x12м. Стіни виготовлені із бетонних панелей. Для підвищення комплектності забудови головний виробничий корпус виконаний в комбінації одноповерхової і двоповерхової будівлі. Так комбінування усиленою сіткою колон дозволяє відмовитися від підвалів і підвальних котлів.

Під колони каркасу проектуємої будівлі передбачені монолітні фундаменти стаканного типу із ступінчатою частиною.

Глибина закладання фундаментів залежить від конструктивних особливостей будівлі, інженерно-геологічних умов будівельної площадки впливу і характеру навантаження на фундамент, від глибини промерзання ґрунтів. Верх фундаменту незалежно від глибини закладання підшви розташований на рівні -0,15м. Металеву раму воріт і ділянки стін в межах цього, опирають на монолітну підготовку.

Несучі колони прямокутного перерізу серія 400x400, так як будівля без кранова з висотою до 9,6м. Колони армуються зварними каркасами. Закладні деталі закладені в бетон, і є у всіх колонах в місцях обпирання крокв'яних конструкцій, в крайніх колонах в місцях примикання стінних панелей.

										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис							
										Дата

В проекті передбачено використання ровестих стін, об'ємна маса яких складає $\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$ товщиною 150мм. Розміри стінових панелей 1,2х6. Довжина основних панелей 6м, простіночні 3м і 1,5м. Товщина горизонтальних швів між панелями приймаємо 15мм, вертикальних 20мм. Товщина цегляної кладки 510 і 380мм.

Перегородки виконані із цегли і оштукатурені. Нижня частина стін облицьована плиткою. В цехах і камерах, де постійна або мінусова температура стіни викладені газобетонними блоками.

Будівельні балки з кроком 6м встановлюється на колони. Довжина балки 12м серія 1.462.-1. Висота балки 890мм.

Плити покриття довжиною 6м, шириною 3м, висотою 300мм.

Конструкція покриття.

- Уніфлекс ЕКП-3,8 -20 мм
- Вирівнююча стяжка з цементно-піщаного розчину М50 -40 мм
- Похилоутворюючий шар-керамзитовий гравій $\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$ - 100-:-250 мм
- 1 шар руберойду РПП-350А на холодній мастиці БК ТУ (65-357-80) -5 мм
- Теплоізоляція-жорсткі пінополістирольні плити ГОСТ15588-86 $\gamma = 150 \text{ кг/м}^3$ -100 мм
- Пароізоляція-1 шар перфорованого руберойду на бітумній мастиці -5 мм
- Вирівнюючий шар-стяжка з цементно-піщаного розчину М50 -20 мм
- Залізобетонна плита покриття -300 мм

В будівлі, що проектується використовують дерев'яні віконні переплетення. Склад: дерев'яні блок-коробки і навісні створи з зовнішнім і внутрішнім відкриттям. Віконні блоки, що заповнюють

						Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис		Дата	

окремі прорізи кріпляться до закладених бокових граней простінчастих панелей дерев'яними пробками. Висота горизонтальних і ширина вертикальних стиків між блоками фіксуються дерев'яними антисептичними прокладками, розташованих відповідно біля вертикальних і горизонтальних брусків, коробок.

В стики між віконними блоками з двійними створами закладаються ізолюючі прокладки з зовнішньої і внутрішньої сторони.

Двері запроектовані розмірами 2,4x0,9 2,4x1,4 2,4x2,4м мають підвищення на щільність обшивки.

Ворота запроектовані з металевою обв'язкою, двопільні розмірами 3,6x2,4м. Полотна воріт виконані зі сталевим каркасом із швелерів і двутаврів. Прийняті уніфіковані залізобетонні конструкції. Рами воріт жорстко зв'язані з конструкцією стіни.

Ділянки в границях прийнятого кроку колон між рамою воріт і панельними стінами заповненнями цегельною кладкою. В проекті передбачені службові і пожежні драбини. Вони розміщені ззовні на віддалі не більше 150м.

Жорсткість і незмінність каркасу будівлі забезпечується рамною схемою за попередніми координаційними осями і встановленням сталевих зв'язків за граничним напрямленням осей. Зв'язки встановлюються на рівні першого і другого поверхів.

Всередині приміщення стіни покриваються вапняними розчинами. Нижня частина стін до 2м висоти викладається керамічною плиткою.

В місцях встановлення воріт і дверей прорізи заповнюються цегляною кладкою і оштукатурюються.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Всі внутрішні і зовнішні двері фарбуються масляною фарбою 2 рази. Підлоги корпусу виконані із керамічної плитки по цементно-піщаному розчину, який вкладається на шар бетону, шар щебеню по втрамбованому ґрунті. Для створення найбільш сприятливих умов трудового процесу в проекті передбачені світлі тони.

Неоптимальною частиною в промисловій естетиці і потрібної технології являється підтримка чистоти і порядку на всіх робочих місцях і території заводу.

Завдяки використанню сучасних опоряджувальних матеріалів приміщення являються гігієнічними і зручними для праці.

Опис місцевих умов

Площадка проектуємого цеху з виробництва металоконструкцій, ємкістю розташований на північно-східній стороні м. Суми.

З трьох сторін площадка межує з існуючою забудовою, тільки з північної сторони – пустир. Рельєф місцевості спокійний.

Абсолютні відмітки змінюються від 6,0м до 6,5м.

Снігове навантаження 144 кг/м² по ДБН В.1.2-2-2006.

Навантаження і вплив для II - го району.

Глибина промерзання ґрунту нормативна 0,90м.

Нормативний швидкісний напір вітру 44 кг/м² по ДБН В.1.2-2-2006 для II-го району.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Опис генплану

Генеральний план вирішений у відповідності зі схемою генерального плану району м. Суми і передбачає комплексне розміщення основних і допоміжних будівель і споруд з врахуванням рози вітрів.

Розриви між будівлями і спорудами відповідають санітарним і протипожежним нормам з врахуванням різноманітності прокладки комунікацій.

Розташування будівель і споруд на плані зумовлюється існуючою забудовою, технологічними процесами, необхідністю максимально використати територіально відведеної площадки. Головний виробничий корпус розташований всередині площадки.

Вся частина території навкруги головного виробничого корпусу влаштовується за допомогою асфальтобетонного покриття, що сприяє виробництву вантажно-розвантажувальних робіт та інших транспортних операцій.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Під'їзд до головного виробничого цеху легко забезпечується з двох в'їздів на територію цеху. Для пропуску людей передбачені тротуари.

Запропонована площадка для стоянки автотранспорту. Територія участку огорожена огорожею із стовбцями 1,65см.

На території заводу погоджено складське приміщення, котельна і насосна станція, адміністративно-побутовий корпус, прохідна.

Для забезпечення нормальних санітарно-гігієнічних умов на майданчику передбачені заходи по благоустрю і озелененню. При будівництві максимально зберігаються існуючі зелені насадження, запроектовані газони, групові і разові кущі, посадки декоративних дерев, квітників.

										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис							

Дата

Техніко-економічні показники

При визначенні економічності і раціональності рішення транспортної схеми генерального плану цеху по виготовленню металоконструкцій враховуємо такі техніко-економічні показники. Загальна площа 5,8га.

Площа забудови:

$$S_з = (169 \times 96) + (25 \times 42,5) + (35 \times 17) + (35 \times 5) + (10 \times 5) + (42 \times 15) + (30 \times 15) + (42 \times 15) + (5,4 \times 10,2) + (30 \times 12) = 19559,58 \text{ м}^2 = 1,95 \text{ га.}$$

Площа автодоріг з твердим покриттям:

$$S_д = (335 \times 2) + (245 \times 10) + (885 \times 7) + (60 \times 6) + (227,5 \times 4) = 1,1085 \text{ м}^2 = 1,1 \text{ га.}$$

Площа озеленення:

$$5,8 - 1,95 - 1,1 = 2,75 \text{ га.}$$

Загальна довжина доріг:

$$335 + 245 + 885 + 60 + 227,5 = 1,8 \text{ км.}$$

Протяжність огороження участку - 0,85км.

Коефіцієнт забудови - 34%.

Коефіцієнт озеленення - 47%.

										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис							

Дата

							Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Основи і фундаменти

Дипломник: ___Богданець В.О._____

Консультант: ___Гаврилюк О.В._____

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

1. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика

Встановимо розрахункові показники фізичних та механічних властивостей для ґрунтів. Приймаємо, що виділені шари ґрунту однорідні, і розглядаємо їх як інженерно-геологічні елементи.

ІГЕ-1 - Насипний шар ґрунту, що характеризується підвищеною пористістю, та значною неоднорідністю. На майданчику даний ґрунт має потужність 0,7м; щільність $\rho = 1,60 \frac{\text{г}}{\text{см}^3}$. Ґрунт сильностисликий та низької міцності, тому його як природну основу використовувати не можна.

$$\text{Питома вага: } \gamma = \rho \cdot g = 1,60 \cdot 9,81 = 15,70 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

ІГЕ-2 -глинистий ґрунт має властивості пластичності, зв'язності, повзучості, набухання при зволоженні. Потужність 3,2м. Щільність глинистого ґрунту: природна $\rho = 1,72 \frac{\text{г}}{\text{см}^3}$, частинок $\rho_s = 2,70 \frac{\text{г}}{\text{см}^3}$. Вологість: природна $w = 0,17$; на межі розкочування $w_p = 0,19$; на межі текучості $w_L = 0,24$

1. Визначаємо вид глинистого ґрунту (по числу пластичності I_p):

$$I_p = w_L - w_p = 0,24 - 0,19 = 0,05 \quad 0,01 < I_p = 0,05 < 0,07 - \text{супісок}$$

2. Визначаємо стан глинистого ґрунту (за показником текучості I_L)

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,17 - 0,19}{0,05} = -0,4; \quad 0 < I_L = -0,4 - \text{супісок твердий}$$

3. Щільність ґрунту в сухому стані - скелету ґрунту ρ_d

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1 + w)} = \frac{1,72}{1 + 0,17} = 1,47 \frac{\text{г}}{\text{см}^3}$$

4. Питома вага ґрунту:

$$- \text{Природного стану: } \gamma = \rho \cdot g = 1,72 \cdot 9,81 = 16,90 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

5. Пористість ґрунту n :

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} = \frac{2,70 - 1,47}{2,70} = 0,45$$

6. Коефіцієнт пористості ґрунту.

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} = \frac{2,70 - 1,47}{1,47} = 0,84$$

7. Коефіцієнт водонасичення ґрунту.

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,17 \cdot 2,70}{0,84 \cdot 1,0} = 0,55$$

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

8. Визначаємо показники міцності, модуль деформації та розрахунковий опір по нормативним таблицям:

$$\varphi_n = 24^\circ; \quad c_n = 13 \text{ кПа}; \quad E_n = 7 \text{ МПа}; \quad R_0 = 227 \text{ кПа}$$

ІГЕ-3 -глинистий ґрунт має потужність 3,0м. Вище рівня ґрунтових вод WL має характеристики. Щільність глинистого ґрунту: природна $\rho = 1,70 \text{ г/см}^3$, частинок $\rho_s = 2,69 \text{ г/см}^3$. Вологість: природна $w = 0,24$; на межі розкочування $w_p = 0,20$; на межі текучості $w_L = 0,26$

1. Визначаємо вид глинистого ґрунту (по числу пластичності I_p):

$$I_p = w_L - w_p = 0,26 - 0,20 = 0,06 \quad 0,01 < I_p = 0,06 < 0,07 - \text{супісок}$$

2. Визначаємо стан глинистого ґрунту (за показником текучості I_L)

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,24 - 0,20}{0,06} = 0,67; \quad 0 < I_L = 0,67 < 1 - \text{супісок пластичний}$$

3. Щільність ґрунту в сухому стані - скелету ґрунту ρ_d

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1+w)} = \frac{1,70}{1+0,24} = 1,37 \text{ г/см}^3$$

4. Питома вага ґрунту:

$$- \text{Природного стану: } \gamma = \rho \cdot g = 1,70 \cdot 9,81 = 16,70 \text{ кН/м}^3$$

5. Пористість ґрунту n :

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} = \frac{2,69 - 1,37}{2,69} = 0,49$$

6. Коефіцієнт пористості ґрунту.

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,69 - 1,37}{1,37} = 0,96$$

7. Коефіцієнт водонасичення ґрунту.

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,24 \cdot 2,69}{0,96 \cdot 1,0} = 0,67$$

8. Визначаємо показники міцності, модуль деформації та розрахунковий опір по нормативним таблицям:

$$\varphi_n = 18; \quad c_n = 9 \text{ кПа}; \quad E_n = 7 \text{ МПа}; \quad R_0 = 250 \text{ кПа}$$

При умові коли в шарі супіску може бути вода, виділяємо ІГЕ-3а та виконуємо для нього додаткові розрахунки.

ІГЕ-3а - супісок водонасичений, пройденою потужністю 2,9м, має такі характеристики, що зберігаються як в супіску ІГЕ-3.

Щільність глинистого ґрунту: природна $\rho = 1,70 \text{ г/см}^3$, частинок

$\rho_s = 2,69 \text{ г/см}^3$. Вологість: природна $w = 0,24$; на межі розкочування $w_p = 0,20$; на межі текучості $w_L = 0,26$; Число пластичності I_p

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

$=0,06$; Щільність ґрунту в сухому стані $\rho_d = 1,37 \text{ г/см}^3$;
Коефіцієнт пористості $e = 0,96$; Пористість ґрунту $n = 0,49$

1. Так як $S_r = 1,0$, то вологість супіску у водонасиченому стані W_{sat} буде:

$$W_{sat} = W_{max} \frac{e - \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,96 - 1}{2,69} = 0,36$$

2. Щільність ґрунту в водонасиченому стані ρ буде:

$$\rho = \rho_d \cdot (1 + W_{sat}) = 1,37 \cdot (1 + 0,36) = 2,73 \text{ г/см}^3$$

3. Показник текучості I_L :

$$I_L = \frac{W_{sat} - W_p}{W_l - W_p} = \frac{0,36 - 0,20}{0,26 - 0,20} = 2,67; \quad I_L = 2,67 > 1 - \text{супісок текучий}$$

4. Щільність ґрунту в завислому (у виваженому) стані ρ' :

$$\rho' = \rho - \rho_w = 2,73 - 1 = 1,73 \approx 1,70 \text{ г/см}^3$$

5. Відповідно, питома вага ґрунту:

$$\gamma = \rho \cdot g = 2,73 \cdot 9,81 = 26,78 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma' = \rho' \cdot g = 1,73 \cdot 9,81 = 16,97 \text{ кН/м}^3$$

6. Визначаємо показники міцності, модуль деформації та розрахунковий опір по нормативним таблицям:

$$\varphi_n = 18^\circ; \quad c_n = 9; \quad E_n = 7 \text{ МПа}; \quad R_0 = 250 \text{ кПа}$$

ІГЕ-4 - пісок середньої крупності, що має потужність 6,0м, та такі основні характеристики. Щільність ґрунту: природна $\rho = 1,74 \text{ г/см}^3$, частинок $\rho_s = 2,68 \text{ г/см}^3$. Вологість: природна $w = 0,17$.

1. Щільність ґрунту в сухому стані - скелету ґрунту ρ_d

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1 + w)} = \frac{1,74}{1 + 0,17} = 1,49 \text{ г/см}^3$$

2. Питома вага ґрунту:

$$- \text{Природного стану: } \gamma = \rho \cdot g = 1,74 \cdot 9,81 = 17,10 \text{ кН/м}^3$$

3. Пористість ґрунту n :

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} = \frac{2,68 - 1,49}{2,68} = 0,44$$

4. Коефіцієнт пористості ґрунту.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2.68 - 1.49}{1.49} = 0,80$$

Пісок середньої крупності, що має $e=0,80 > 0,70$ додатково називається пухким, ґрунт як природна основа використовуватись не може.

5. Коефіцієнт водонасичення ґрунту.

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,17 \cdot 2,68}{0,80 \cdot 1,0} = 0,56$$

Пісок середньої крупності буде середнього ступеню водонасичення, так як $0,5 < S_r = 0,56 < 0,80$. Таким чином, повна назва ґрунту ІГЕ-4: пісок середньої крупності, пухкий, середнього ступеню водонасичення.

ІГЕ-5 - пісок дрібний, що має такі основні характеристики.

Щільність ґрунту: природна $\rho = 1,82 \text{ т/м}^3$, частинок $\rho_s = 2,74 \text{ т/м}^3$.

Вологість: природна $w = 0,15$.

1. Щільність ґрунту в сухому стані - скелету ґрунту ρ_d

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1 + w)} = \frac{1.82}{1 + 0.15} = 1.60 \text{ т/м}^3$$

2. Питома вага ґрунту:

- Природного стану: $\gamma = \rho \cdot g = 1,82 \cdot 9,81 = 17,85 \text{ кН/м}^3$

3. Пористість ґрунту n :

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} = \frac{2.74 - 1.60}{2.74} = 0.42$$

4. Коефіцієнт пористості ґрунту.

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2.74 - 1.60}{1.60} = 0,71$$

Пісок дрібний, що має $0,6 < e = 0,71 < 0,75$ додатково називається середньої щільності.

5. Коефіцієнт водонасичення ґрунту.

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,15 \cdot 2,74}{0,71 \cdot 1,0} = 0,58$$

Пісок дрібний буде середнього ступеню водонасичення, так як $0,5 < S_r = 0,58 < 0,80$. Таким чином, повна назва ґрунту ІГЕ-5: пісок дрібний, середньої щільності, середнього ступеню водонасичення.

6. Визначаємо показники міцності, модуль деформації та розрахунковий опір по нормативним таблицям:

$$\varphi_n = 29,6^\circ; \quad c_n = 0,8 \text{ кПа}; \quad E_n = 22 \text{ МПа}; \quad R_0 = 200 \text{ кПа}$$

										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис							

Дата

Зведена таблиця нормативних значень фізико-механічних характеристик ґрунтів

будівельного майданчика

№	Повне найменування ґрунту	Глибина залягання підшови шляху, м	Щільність ґрунту, т/м ³				Природна вологість, W	Питома вага ґрунту, кН/м ³		пористість, n	коефіцієнт пористості, e	коефіцієнт водонасичення,	Границя		Число пластичності, I _p	Показник текучості, I _L	Питоме зчеплення, с, кПа	Кут внутр. тертя, φ, град.	Модуль деформації, E, МПа	Розрахунковий опір, R _o , кПа
			природного, ρ	сухого скелету, ρ _d	частинок, ρ _s	у виваженому		природна, γ	у виваженому стані, γ'				текучості, W _L	пластичності, W _p						
1	Насипний	0,7	1.6	-	-	-	15,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Супісок твердий	3,9	1.72	1.47	2.7	-	0.17	16,9	-	0.5	0.84	0.55	0.24	0.19	0.05	-0.4	13	24	7	230
3	Супісок пластичний	4	1.7	1.37	2.69	-	0.24	16,7	-	0.5	0.96	0.67	0.26	0.2	0.06	0.67	9	18	7	250
3 а	Супісок текучий	6,9	1.7	1.37	2.69	1.73	0.24	26,78	16,97	0.5	0.96	1	0.26	0.2	0.06	2.67	9	18	7	250
4	Пісок середньої крупності, пухкий, середнього ступеню водонасичення	12,9	1.74	1.49	2.68	-	0.17	17,1	-	0.44	0.8	0.56	-	-	-	-	1	35	30	400

Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Арк.
-----	------	----------	--------	------	------

5	Пісок дрібний, середньої щільності, середнього ступеню водонасичення	-	1.82	1.6	2.74	-	0.15	17,85	-	0,42	0.71	0.58	-	-	-	-	0,8	29.6	22	200
---	--	---	------	-----	------	---	------	-------	---	------	------	------	---	---	---	---	-----	------	----	-----

Величини розрахункових показників окремих ІГЕ будівельного майданчика

№ ІГЕ	Для II граничного стану					Для I граничного стану		
	Питома вага, γ_{II} , кН/м ³	Питоме зчеплення, c_{II} , кПа	Кут внутр. тертя, ϕ_{II} , град	Модуль деформації E , МПа	Розрахунковий опір, R_0 , кПа	Питома вага, γ_I , кН/м ³	Питоме зчеплення, c_I , кПа	Кут внутр. тертя, ϕ_I , град
1	15.70	-	-	-	-	14.95	-	-
2	16.90	13	24	7	230	16.10	8.70	20.90
3	16.70	9	18	7	250	15.90	6	15.65
3а	<u>26.78</u> 16.97	9	18	7	250	<u>25.50</u> 16.16	6	15.63
4	17.10	1	35	30	400	16.29	0.67	31.82
5	17.85	0.8	29.6	22	200	17	0.53	26.90

Висновки по ґрунтовим умовам будівельного майданчика:

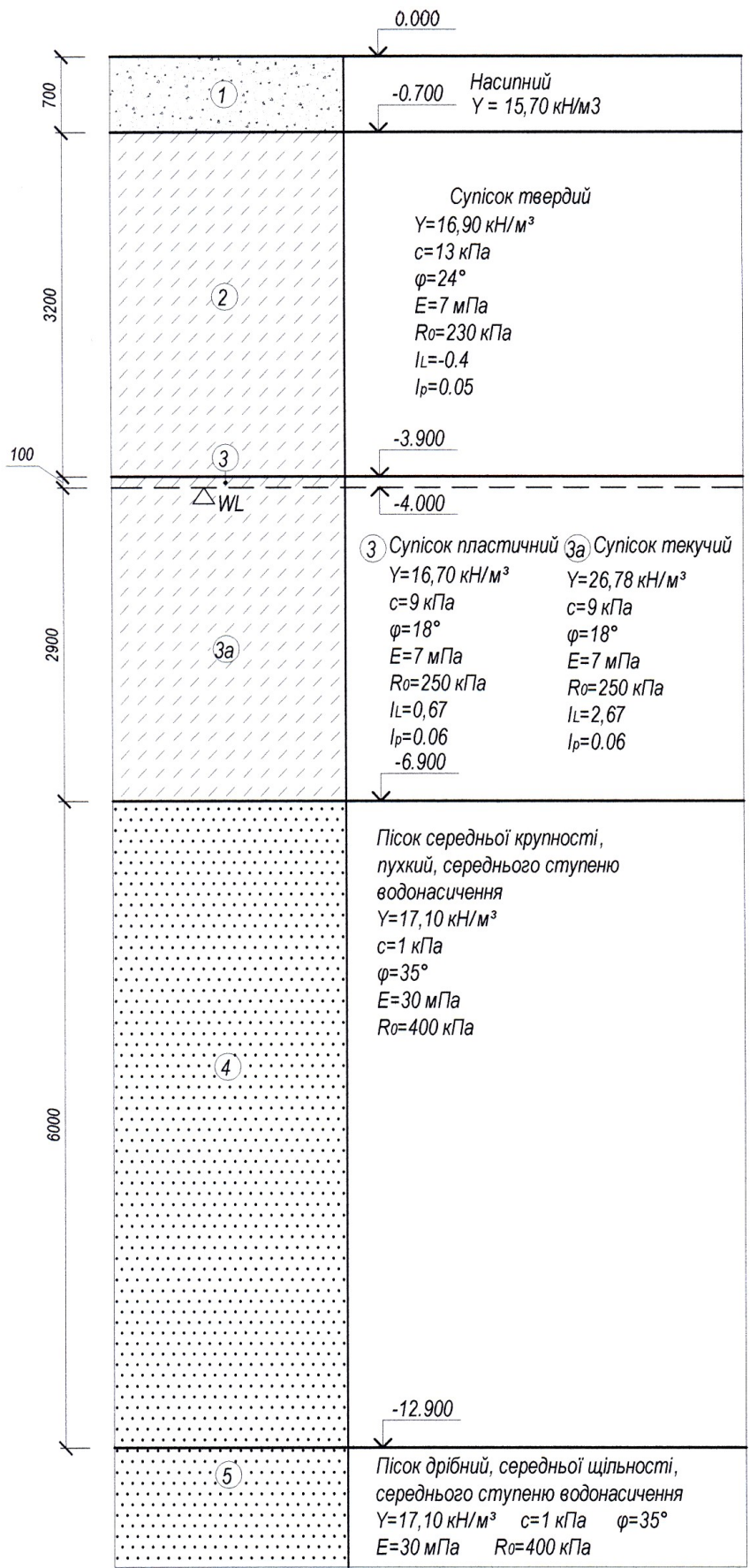
1. Ґрунт ІГЕ-1 в якості природної основи використовувати не можна;
2. Ґрунт ІГЕ-2, придатний для використання як природної основи з розрахунковими показниками, що наведені у таблиці.
3. Ґрунтові води залягають на глибині 4,0м від поверхні, що потрібно враховувати при конструюванні фундаментів.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Інженерно-геологічний переріз

							Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			



										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис							

Дата

2. Розрахунок фундаменту неглибокого закладання з монолітного залізобетону

Визначення мінімальної глибини закладання фундаменту

1. За геологічними умовами..

$$d_{\min} = \sum_i^n h_{c,i} + (0,2 \dots 0,4) \text{ м.} \Rightarrow d_{\min} = 0,7 + 0,4 = 1,10 \text{ м}$$

2. За кліматичними умовами.

Для неопалювальних будівель $k_h = 0,90$. Тоді розрахункова глибина промерзання $d_f = 0,9 \cdot 0,6 = 0,54 \text{ м}$. Позначку підшви намічаємо на $0,3 \text{ м}$ нижче рівня розрахункової глибини промерзання:
 $d_2 = 0,54 + 0,3 = 0,84 \text{ м}$

3. За конструктивними умовами.

При врахуванні прорізання насипного шару ґрунту при необхідній мінімальній висоті фундаменту: $hf = 0.15 + 0.8 + 0.05 + 0.40 = 1.40 \text{ м}$.

Приймаємо глибину закладання фундаменту $d = 1.40 \text{ м}$

Розрахунок монолітного стовпчастого фундаменту під збірну крайню колону

Навантаження на збірну залізобетонну колону перерізом $400 \times 400 \text{ мм}$ в рівні

верхнього обрізу фундаменту складає: $N_{II} = N_n = 220 \text{ кН}$, $M_{II} = M_n = 20 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

$Q_{II} = Q_n = 7,1 \text{ кН}$.

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент. Призначаємо для попереднього розрахунку $R = R_0 = 230 \text{ кПа}$. Несучим шаром є супісок твердий ІГЕ-2 з розрахунковими характеристиками: $E = 7 \text{ мПа}$, $\gamma = 16,90 \text{ кН} / \text{м}^3$, $\phi = 24^\circ$ та табличним опором $R_0 = 230 \text{ кПа}$. Для рослинного ґрунту, що залягає вище $\gamma = 15,70 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Попередня ширина фундаменту: $b = \sqrt{\frac{N''}{R - 20 \cdot d}} = \sqrt{\frac{220}{230 - 20 \cdot 1,4}} = 1,0 \text{ м}$

Уточнюємо значення розрахункового опору ґрунту основи:

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

$\gamma_{c2} = 1$; $\gamma_{c1} = 1,25$ - для супіску твердого

$k = 1,1$ - коефіцієнт надійності при визначенні характеристик ґрунтів за таблицями

$M_\gamma = 0,72$; $M_q = 3,87$; $M_c = 6,45$; коефіцієнти які залежать від $\phi = 24^\circ$

$\gamma = 16,90 \text{ кН} / \text{м}^3$ - питома вага ґрунту нижче підшви фундаменту

γ' - середнє значення питомої ваги ґрунтів вище підшви фундаменту

$$\gamma' = \frac{15,70 \cdot 0,7 + 16,90 \cdot 0,7}{1,4} = 16,30 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$d_1 = 1,4 \text{ м}$ - глибина закладання підшви фундаменту

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

$c = 13 \text{ кПа}$ - питоме зчеплення ґрунту

$k_z = 1, \text{ бо } b = 1,0 \text{ м} < 10 \text{ м}$

$d_b = 0$ - для будинків без підвалу

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 16,90 + 3,87 \cdot 1,4 \cdot 16,30 + 6,45 \cdot 13) = 210 \text{ кПа}$$

Уточнюємо ширину фундаменту: $b = \sqrt{\frac{N''}{R - 20 \cdot d}} = \sqrt{\frac{220}{210 - 20 \cdot 1,4}} = 1,10 \text{ м}$

Уточнюємо розрахунковий опір:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 16,90 + 3,87 \cdot 1,4 \cdot 16,30 + 6,45 \cdot 13) = 211,5 \text{ кПа}$$

Величина $R1$ відносно $R2$ змінилась менше ніж на 10, то подальшого уточнення не проводимо :

Приймаємо фундамент квадратним в плані: $b \cdot a = 1,2 \cdot 1,2$

$$(k_m = 1 + \frac{\sum M''}{3 \cdot N''} = 1 + \frac{29}{3 \cdot 267} = 1,04)$$

Номер п/п	Вид навантаження	Формула визначення і розрахункова величина для визначення навантаження на 1 м пог	N_{II} , кН
1	На верхньому обрізі фундаменту	N_{II}	220
2	Тіло фундаменту	$(A f_{h1} + A_{під} h_{під}) g_{mt} = (1,2 \times 1,2 \times 0,4 + 0,9 \times 0,9 \times 0,85) \times 25,0 =$	31,6
3	Конструкція підлоги	$N_{m} g_{ll} = h_{під} A f_{гпід} = 0,15 \times 1,2 \times 1,2 \times 22,0 =$	4,75
4	Ґрунт засипки на уступах фундаментної плити	$N_{sII} = (A f - A_{під}) h_{під} g_{mt} = (1,2 \times 1,2 - 0,9 \times 0,9) \times 17,5 =$	11,0
Всього вертикальне навантаження $\sum N_{II}$:			267,3

Перевіряємо тиск під подошвою фундаменту

$$P_{mt} = \frac{\sum N''}{A} = \frac{267,3}{1,44} = 186 < R = 211,5$$

$$P_{max} = \frac{\sum N''}{A} + \frac{\sum M''}{W} = \frac{267,3}{1,44} + \frac{29}{0,29} = 186 + 100 = 286 \geq 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 211,5 = 254$$

$$P_{min} = \frac{\sum N''}{A} - \frac{\sum M''}{W} = \frac{276,3}{1,44} - \frac{29}{0,29} = 186 - 100 = 86 > 0$$

$$P_{\frac{max}{min}} = \frac{\sum N''}{A} \pm \frac{\sum M''}{W} = \frac{276,3}{1,44} \pm \frac{29}{0,29} = 186 \pm 100$$

$A = b \cdot a = 1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ м}^2$ - Площа подошви фундаменту

$$W = \frac{1,2 \cdot 1,2^2}{6} = 0,29 \text{ м}^3$$
 - Момент опору

$$\sum M'' = M'' + Q'' \cdot (d - 0,15) = 20 + 7,1 \cdot (1,4 - 0,15) = 29 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Отже, прийняті розміри не задовольняють умовам.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Уточнюємо розміри фундаменту (з врахуванням дії моменту)
 Приймаємо фундамент прямокутним в плані: $b \cdot a = 1,2 \cdot 1,5$

Номер п/п	Вид навантаження	Формула визначення і розрахункова величина для визначення навантаження на 1 м пог		NII, кН
1	На верхньому обрізі фундаменту	NII		220
2	Тіло фундаменту	NfII	$(Afh_1 + A_{під}h_{під})gmt = (1,2 \times 1,5 \times 0,4 + 0,9 \times 0,9 \times 0,85) \times 25,0 =$	35,2
3	Конструкція підлоги	Nm gII	$h_{під} Af g_{під} = 0,15 \times 1,2 \times 1,5 \times 22,0 =$	5,94
4	Ґрунт засипки на уступах фундаментної плити	NsII	$(Af - A_{під})h_{під}gmt = (1,2 \times 1,5 - 0,9 \times 0,9) \times 17,5 =$	17,3
Всього вертикальне навантаження $\sum NII$:				278,4

Перевіряємо тиск під подошвою фундаменту

$$P_{mt} = \frac{\sum N''}{A} = \frac{278,4}{1,8} = 155 < R = 211,5$$

$$P_{max} = \frac{\sum N''}{A} + \frac{\sum M''}{W} = \frac{278,4}{1,8} + \frac{29}{0,45} = 155 + 64 = 219 \leq 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 211,5 = 254$$

$$P_{min} = \frac{\sum N''}{A} - \frac{\sum M''}{W} = \frac{278,4}{1,8} - \frac{29}{0,45} = 155 - 64 = 91 > 0$$

$$P_{\frac{max}{min}} = \frac{\sum N''}{A} \pm \frac{\sum M''}{W} = \frac{278,4}{1,8} \pm \frac{29}{0,45} = 155 \pm 64$$

$A = b \cdot a = 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ м}^2$ - Площа подошви фундаменту

$W = \frac{1,2 \cdot 1,5^2}{6} = 0,45 \text{ м}^3$ - Момент опору

$$\sum M'' = M'' + Q'' \cdot (d - 0,15) = 20 + 7,1 \cdot (1,4 - 0,15) = 29 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Отже, прийняті розміри задовольняють умовам, та приймаються для подальшого розрахунку.

Проведемо перевірку достатності прийнятих розмірів плитної частини

фундаментів з умови міцності матеріалу.

Сила продавлювання F визначається як зусилля, що прикладене на консольних виступах плитної частини:

$$F = (b - b_c - 2h_0) \sigma_{mt},$$

$$\sigma_{mt}' = \frac{\sum N'}{A} = \frac{285}{1,8} = 158 \text{ кПа}$$

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						
									Дата

$$F = (1.5 - 0.9 - 2 \times 0.23) \times 158 = 22,12 \text{ кН/м.}$$

Приймаємо клас бетону В 12.5, для якого $R_{bt} = 0.66 \text{ МПа}$.

$$\text{Тоді: } 22,12 \text{ кН/м} < 0.66 \times 10^3 \times 2 \times 0.23 = 303.6 \text{ кН/м.}$$

Умова виконується. Товщина плитної частини достатня.

Визначимо необхідну площу перерізу арматури для армування плитної частини фундаменту. В якості робочої використовуємо арматуру класу А 400С, для якої

$R_s = 375 \text{ МПа}$. Розрахунковим перерізом для одноступінчастого перерізу є переріз I-I, що проходить по грані фундаментної стінки. Тут діє згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ґрунту на його обрізах, як це враховувалось в розрахунку на продавлювання):

$$M_{I-I} = \frac{\sigma_{mt} \cdot L^2 k}{2} = \frac{14.22}{2} = 7.11$$

Отже:

$$\sigma_m = \frac{M^{I-I}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7}{592.5} = 0.012$$

Тоді необхідний переріз розтягнутої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{01}} = \frac{7}{275 \cdot 10^3 \cdot 0.9775 \cdot 0.23} = 1,13 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,13 \text{ см}^2.$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм,

приймаємо 8 $\varnothing 6$ А 400С, для яких $A_s = 1,77 \text{ см}^2$. Поперечну арматуру як монтажну приймаємо 6 $\varnothing 6$ А 240С.

Розрахунок монолітного стовпчастого фундаменту під збірну середню колону

Навантаження на збірну залізобетонну колону перерізом 400x400 мм в рівні

верхнього обрізу фундаменту складає: $N_{II} = N_n = 528 \text{ кН}$, $M_{II} = M_n = 22 \text{ кНм}$,

$$Q_{II} = Q_n = 11,7 \text{ кН.}$$

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент. Призначаємо для попереднього розрахунку $R = R_0 = 230 \text{ кПа}$. Несучим шаром є супісок твердий ІГЕ-2 з розрахунковими характеристиками: $E = 7 \text{ МПа}$, $\gamma = 16,90 \text{ кН/м}^3$, $\phi = 24^\circ$ та табличним опором $R_0 = 230 \text{ кПа}$. Для рослинного ґрунту, що залягає вище $\gamma = 15,70 \text{ кН/м}^3$.

$$\text{Попередня ширина фундаменту: } b = \sqrt{\frac{N_{II}}{R - 20 \cdot d}} = \sqrt{\frac{528}{230 - 20 \cdot 1,4}} = 1,62 \text{ м}$$

Уточнюємо значення розрахункового опору ґрунту основи:

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

$\gamma_{c2} = 1$; $\gamma_{c1} = 1,25$ - для супіску твердого

$k = 1,1$ - коефіцієнт надійності при визначенні характеристик ґрунтів за таблицями

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

$M_y = 0,72; M_q = 3,87; M_c = 6,45$; коефіцієнти які залежать від $\varphi = 24^\circ$

$\gamma = 16,90 \text{ кН/м}^3$ - питома вага ґрунту нижче подошви фундаменту

γ' - середнє значення питомої ваги ґрунтів вище подошви фундаменту

$$\gamma' = \frac{15,70 \cdot 0,7 + 16,90 \cdot 0,7}{1,4} = 16,30 \text{ кН/м}^3$$

$d_1 = 1,4 \text{ м}$ - глибина закладання подошви фундаменту

$c = 13 \text{ кПа}$ - питоме зчеплення ґрунту

$k_z = 1$, бо $b = 1,0 \text{ м} < 10 \text{ м}$

$d_b = 0$ - для будинків без підвалу

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1,0 \cdot 1,62 \cdot 16,90 + 3,87 \cdot 1,4 \cdot 16,30 + 6,45 \cdot 13) = 219 \text{ кПа}$$

Уточнюємо ширину фундаменту: $b = \sqrt{\frac{N''}{R - 20 \cdot d}} = \sqrt{\frac{528}{219 - 20 \cdot 1,4}} = 1,66 \text{ м}$

Уточнюємо розрахунковий опір:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1,0 \cdot 1,7 \cdot 16,90 + 3,87 \cdot 1,4 \cdot 16,30 + 6,45 \cdot 13) = 220 \text{ кПа}$$

Величина R_1 відносно R_2 змінилась менше ніж на 10, то подальшого уточнення не проводимо :

Приймаємо фундамент квадратним в плані: $b \cdot a = 1,7 \cdot 1,7$

$$(k_m = 1 + \frac{\sum M''}{3 \cdot N''} = 1 + \frac{36,6}{3 \cdot 620,1} = 1,02)$$

Номер п/п	Вид навантаження	Формула визначення і розрахункова величина для визначення навантаження на 1 м пог		N_{II} , кН
1	На верхньому обрізі фундаменту	N_{II}		528
2	Тіло фундаменту	N_{fII}	$(A f_{h1} + A_{під} h_{під}) g_{mt} = (1,7 \times 1,7 \times 0,4 + 0,9 \times 0,9 \times 0,85) \times 25,0 =$	46,2 1
3	Конструкція підлоги	N_{mglI}	$h_{під} A f_{гпід} = 0,15 \times 1,7 \times 1,7 \times 22,0 =$	9,54
4	Ґрунт засипки на уступах фундаментної плити	N_{sII}	$(A f - A_{під}) h_{під} g_{mt} = (1,7 \times 1,7 - 0,9 \times 0,9) \times 17,5 =$	36,4
Всього вертикальне навантаження $\sum N_{II}$:				620, 1

Перевіряємо тиск під подошвою фундаменту

$$P_{mt} = \frac{\sum N''}{A} = \frac{620,1}{2,89} = 214 < R = 220$$

$$P_{max} = \frac{\sum N''}{A} + \frac{\sum M''}{W} = \frac{620,1}{2,89} + \frac{36,6}{0,82} = 214 + 44,6 = 259 \leq 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 220 = 264$$

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						
									Дата

$$P_{\min} = \frac{\sum N''}{A} - \frac{\sum M''}{W} = \frac{620,1}{2,89} - \frac{36,6}{0,82} = 214 - 44,6 = 169,4 > 0$$

$$P_{\frac{\max}{\min}} = \frac{\sum N''}{A} \pm \frac{\sum M''}{W} = \frac{620,1}{2,89} \pm \frac{36,6}{0,82} = 214 \pm 44,6$$

$A = b \cdot a = 1,7 \cdot 1,7 = 2,89 \text{ м}^2$ - Площа підошви фундаменту

$W = \frac{1,7 \cdot 1,7^2}{6} = 0,82 \text{ м}^3$ - Момент опору

$\sum M'' = M'' + Q'' \cdot (d - 0,15) = 22 + 11,7 \cdot (1,4 - 0,15) = 36,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Отже, прийняті розміри задовольняють умовам, та приймаються для подальшого розрахунку.

Проведемо перевірку достатності прийнятих розмірів плитної частини

фундаментів з умови міцності матеріалу.

Сила продавлювання F визначається як зусилля, що прикладене на

консольних виступах плитної частини:

$$F = (b - b_c - 2h_0) \sigma_{mt},$$

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N'}{A} = \frac{726}{2,89} = 251 \text{ кПа}$$

$$F = (1,7 - 0,9 - 2 \times 0,23) \times 251 = 85,34 \text{ кН/м.}$$

Приймаємо клас бетону В 12.5, для якого $R_{bt} = 0,66 \text{ МПа}$.

Тоді: $85,34 \text{ кН/м} < 0,66 \times 10^3 \times 2 \times 0,23 = 303,6 \text{ кН/м}$.

Умова виконується. Товщина плитної частини достатня.

Визначимо необхідну площу перерізу арматури для армування плитної частини фундаменту. В якості робочої використовуємо арматуру класу А 400С, для якої

$R_s = 375 \text{ МПа}$. Розрахунковим перерізом для одноступінчастого

перерізу є переріз I-I, що проходить по грані фундаментної

стінки. Тут діє згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ґрунту на його обрізах, як це враховувалось в розрахунку на продавлювання):

$$M_{I-I} = \frac{\sigma_{mt} \cdot L^2 k}{2} = \frac{14,22}{2} = 40,2$$

Отже:

$$\sigma_m = \frac{M^{I-I}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{40,2}{674} = 0,06$$

Тоді необхідний переріз розтягнутої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{01}} = \frac{40,2}{275 \cdot 10^3 \cdot 0,9775 \cdot 0,23} = 6,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,5 \text{ см}^2.$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм,

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

приймаємо 9 $\varnothing 10$ А 400С, для яких $A_s = 7,1 \text{ см}^2$. Поперечну арматуру як монтажну приймаємо 9 $\varnothing 6$ А 240С.

3. Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту

Інженерно-геологічні умови ґрунтів основи характеризуються показниками, що приведені в таблиці розрахункових показників. Стовпчастий фундамент для розрахункового перерізу має такі характеристики: а) геометричні розміри: $d = 1.4 \text{ м}$, $b = 1.7 \text{ м}$; середній тиск на підшві фундаменту $\sigma_{mt} = 221.4 \text{ кПа}$ (умова $\sigma_{mt} = 214 \text{ кПа} < R = 220 \text{ кПа}$ виконується).

Но мен ІГЕ	Назва ґрунту	Глибин а підшви и шару від поверх ні, м	Товщин а шару, м	Рівень ґрунтов их вод на глибині, м	Питом а вага, γ , кН/м ³	Модул ь дефор мації, E , мПа
1	Насипний	0,7	0,7	-	15,7	-
2	Супісок твердий	3,9	3,2	-	16,9	7
3	Супісок пластичний	4	0,1	-	16,7	7
3а	Супісок текучий	6,9	2,9	4	26,78 16,97	7
4	Пісок середньої крупності, пухкий, середнього ступеню водонасичення	12,9	6	-	17,1	30
5	Пісок дрібний, середньої щільності, середнього ступеню водонасичення	-	-	-	17,85	22

Тиск від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg.0} = 15.70 \times 0.7 + 16.9 \times 0.7 = 10.99 + 11.83 = 22.82 \text{ кПа};$$

Додаткове напруження на підшві фундаменту по його осі:

$$\sigma_{zp.0} = 214 - 22.82 = 191.2 \text{ кПа};$$

Напруження від власної ваги ґрунту:

а) на підшві ІГЕ-2 (з врахуванням заглиблення фундаменту в шар ІГЕ-2 на 0.7м):

$$\sigma_{zg.2} = 22.82 + 16.9 \times (3.2 - 0.7) = 65.07 \text{ кПа};$$

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

б) на рівні ґрунтових вод WL: $\sigma_{zg.3} = 65.07 + 16.7 \times 0.1 = 66.74$ кПа;

в) біля підшви піску ІГЕ-3а - у водонасиченому стані з врахуванням виважування:

$$\sigma_{zg.3a} = 66.74 + (26.74 - 16.97) \times 2.9 = 66.74 + 9.81 \times 2.9 = 86.61 \text{ кПа};$$

д) на покрівлі глин ІГЕ-4 - з врахуванням тиску стовпа ґрунтової води висотою

$$6.9 - 4.0 = 2.9 \text{ м};$$

$$\sigma'_{zg.4} = 86.61 + 16.97 \times 2.9 = 135.82 \text{ кПа};$$

е) на рівні підшви ІГЕ-4:

$$\sigma_{zg.4} = 135.82 + 17.1 \times 6 = 238.42 \text{ кПа}.$$

Визначаємо товщину розрахункових шарів:

$$h_i = \frac{1}{5} \cdot 1.7 = 0.34$$

Розрахунок осідання основи фундаменту

Номер розрахункової точки	Глибина точки від підшви фундаменту, z_i , м	Відносне заглиблення,	Коефіцієнт α_i	Напруження в ґрунті, кПа			Товщина розрахункового шару, h_i , см	Модуль деформації, E_i , кПа	Осідання розрахункового шару, S_i , см	Номер розрахункового шару	Заглиблення від поверхні, м
				$\sigma_{zg.i}$	$\sigma_{zp.i}$	$\sigma_{zp.mt.i}$					
ІГЕ-2											
0	0	0	1	22,82	191,2						1,4
						187,38	34	7000	0,743	1	
1	0,34	0,4	0,96	28,57	183,55						1,74
						168,26	34	7000	0,713	2	
2	0,68	0,8	0,8	34,31	152,96						2,08
						134,41	34	7000	0,594	3	
3	1,02	1,2	0,606	40,06	115,87						2,42
						100,86	34	7000	0,450	4	
4	1,36	1,6	0,449	45,80	85,85						2,76
						75,05	34	7000	0,334	5	
5	1,7	2	0,336	51,55	64,24						3,1
						56,69	34	7000	0,250	6	
6	2,04	2,4	0,257	57,30	49,14						3,44
						43,78	34	7000	0,191	7	
7	2,38	2,8	0,201	63,04	38,43						3,78
						37,28	12	7000	0,053	7а	
7а	2,5	2,92	0,189	65,07	36,14						3,9
ІГЕ-3											
											Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис								
											Дата

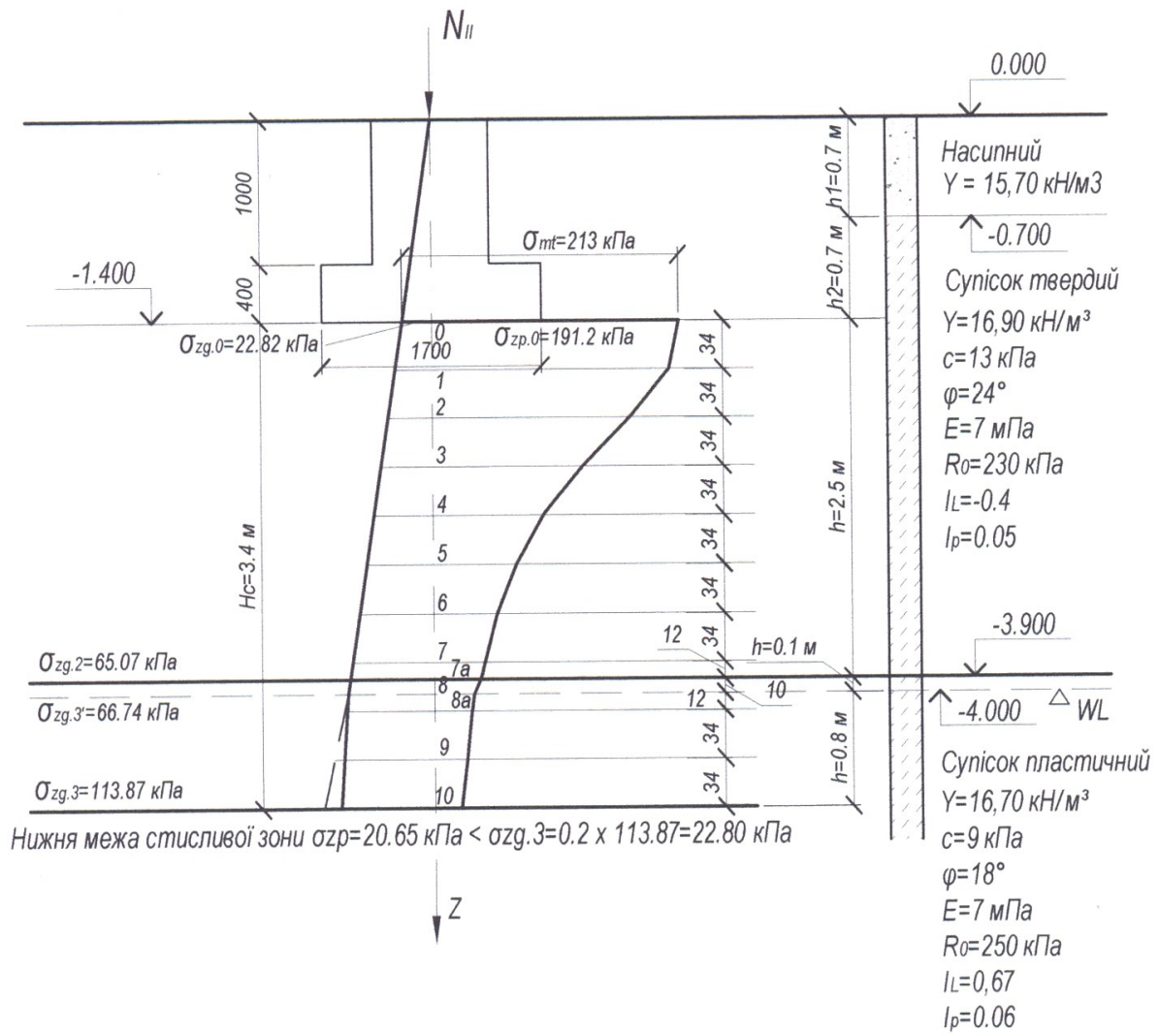
7a	2,5	2,92	0,189	65,07	36,14						3,9
						33,36	10	7000	0,041	8	
8	2,6	3,2	0,16	66,24	30,59						4
						29,73	12	7000	0,042	8a	
8a	2,72	3,32	0,151	68,24	28,87						4,12
ІГЕ-3а											
8a	2,72	3,32	0,151	75,08	28,87						4,12
						26,96	34	7000	0,112	9	
9	3,06	3,6	0,131	104,77	25,05						4,46
						22,85	34	7000	0,097	10	
10	3,4	4	0,108	113,87	20,65						4,8
Сумарне осідання основи $S = \sum Si =$									3,620	см	

Після того, як встановлена нижня границя стисливої зони – вона знаходиться на глибині 4.80 м від підшови фундаменту:
 $0.2 \times 113.87 = 22.8 \text{ кПа} \in 20.65 \text{ кПа}$. Тому розрахунок по глибині після точки № 10 припиняємо, так як тут різниця по даній умові знову наростає.

Розрахункова величина осідання основи не перевищує граничного осідання
 $S = 3.62 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$. Тому прийняті розміри фундаментів залишаються без змін.

Схема до розрахунку осідання фундаменту

											Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис								
Дата											



										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис							

Дата

Розрахунково-конструктивна частина

Студент

Богданець В.О.

Консультант:

Скорук О.М.

							Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Розрахунок сходового маршу

Завдання на проектування. Розрахувати і законструювати залізобетонний ребристий марш. Ширина маршу $B=1350\text{мм}$, довжина $L = 3013\text{мм}$, висота $H = 1200\text{мм}$. Висота поверху $H_{\text{эт}} = 4,8\text{ м}$, сходи розміром $15 \times 30\text{ см}$. Маса сходового маршу рівна $1,52\text{ т}$, об'єм бетону $0,607\text{м}^3$.

Довжина горизонтальної проекції маршу $L_1 = \sqrt{3013^2 - 1200^2} = 2764\text{мм}$

Нахил маршу: $\text{tg}\alpha = 1200/2764 = 0,430$

кут нахилу маршу $\alpha \approx 30^\circ$, $\cos \alpha = 0,857$

Тимчасове нормативне навантаження на сходову клітку $p^n = 3,0\text{ кПа}$, коефіцієнт надійності по навантаженні $\gamma_f = 1,2$.

Сходовий марш виконаний з бетону класу В20, повздовжня робоча арматура лобового ребра класу А400С, робоча арматура плити класу Вр-I.

Визначення міцності характеристик матеріалів.

Для бетону класу В20:

- нормативний опір бетону осьового стиску $f_{ck} = 20\text{ МПа}$ і осьовий розтяг $f_{ctk} = 1,5\text{ МПа}$;

- коефіцієнт безпеки по бетону $\gamma_c = 1,5$;

- розрахунковий опір бетону осьового стиску $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33\text{ МПа}$, осьовому розтягу $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1,5/1,5 = 1\text{ МПа}$;

- модуль пружності бетону при марці по зручновкладальності Ж2 $E_{cm} = 39 \cdot 10^3\text{ МПа}$.

Повздовжня робоча арматура А400С:

- розрахунковий опір $f_{yd} = 365\text{ МПа}$.

Поперечна арматура класу Вр-I:

- розрахунковий опір $f_{yd} = 450\text{ МПа}$.

- розрахунковий опір $f_{ywd} = 324\text{ МПа}$.

Модуль пружності арматури всіх класів $E_s = 200 \cdot 10^3\text{ МПа}$.

Визначення навантажень, що впливають на марш.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						
				Дата					

Таблиця 1. Збір навантажень на 1 м² горизонтальної проекції маршу

Вид навантаження і його розрахунок	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1. Постійне			
1.1. від власної ваги маршу	5,43	1,1	5,97
$m \cdot 10 / (L_1 \cdot B)$	= 0,20	1,05	0,21
1,52 · 10 / (2,332 · 1,35)			
від огороження	3,0	1,2	3,6
2. Тимчасове			
2.1. Корисне			
Всього:	8,63		9,78

Розрахунковий проліт при довжинні площадки опору $c = 9$ см

$$L_0 = L - \frac{2}{3}c = (3013 - 98) - \frac{2}{3} \cdot 90 = 2915 - 60 = 2855 \text{ мм}$$

Розрахунковий проліт в горизонтальній проекції маршу

$$l_0 = L_0 \cdot \cos \alpha = 2855 \cdot 0,857 = 2446 \text{ мм}$$

Розрахункове навантаження на 1 метр погоний довжини маршу

$$q_1 = q_1^{\text{таб}} \cdot B = 9,78 \cdot 1,2 = 11,74 \text{ кН/м}$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині пролету маршу

$$M = \frac{q l_0^2}{8 \cos \alpha} = \frac{11,74 \cdot 2,446^2}{8 \cdot 0,857} = 10,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахункова поперечна сила на опорі

$$Q = \frac{q l_0}{2 \cos \alpha} = \frac{11,74 \cdot 2,446}{2 \cdot 0,857} = 16,80 \text{ кН}$$

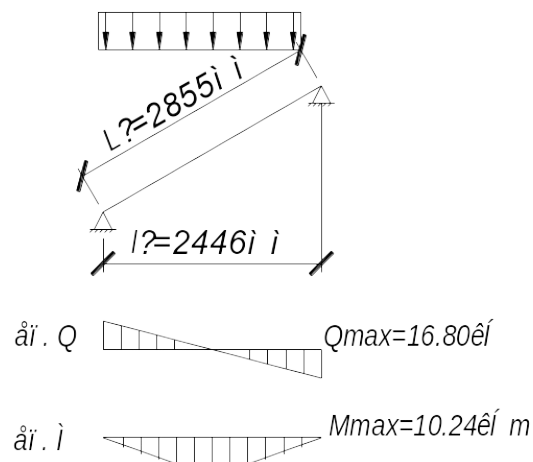


Рис. 1.

Розрахункова схема сходового маршу

						Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис			
				Дата		

Розрахунок міцності косоурів по нормальному перерізу.

Дійсний переріз маршу замінюємо на розрахункове таврового з полкою в зжатій зоні

$$\text{ширина ребра } b = 2b_p = 2 \frac{10+12}{2} = 22 \text{ см}$$

$$\text{висота ребра } h'_f = 3 \text{ см}$$

розрахункова ширина полиці

$$b'_f = b + 12h'_f = 22 + 12 \cdot 3 = 58 \text{ см}$$

$$b'_f = b + \frac{2l_0}{6} = 22 + \frac{2 \cdot 2,196}{6} = 95,2 \text{ см}$$

Приймаємо менше значення $b'_f = 58 \text{ см}$

$$\text{Величина } c = 25 \text{ см}$$

$$\text{Робоча висота перерізу } d = 18,7 - 2,5 = 16,2 \text{ см}$$

Перевіряємо умови

$$M = 10,24 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq$$

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f (d - 0,5h'_f) = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 10^3 \cdot 0,58 \cdot 0,03(0,162 - 0,5 \cdot 0,03) = 28,98 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умови виконуються, нейтральна вісь проходить в полці, переріз розраховуємо як прямокутній шириною $b = b'_f = 0,58 \text{ м}$

Визначаємо граничне значення відносної висоти зжатої зони бетону

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,743}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,743}{1,1}\right)} = 0,601$$

$$\text{де } \omega = 0,85 - 0,008f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,33 = 0,743$$

$$\text{Визначаємо } \alpha_{lim} = \xi_{lim}(1 - 0,5\alpha_{lim}) = 0,601(1 - 0,5 \cdot 0,601) = 0,428$$

$$\text{Визначаємо коефіцієнт } \alpha_0 = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,26}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 10^3 \cdot 0,58 \cdot 0,162^2} = 0,048$$

Перевіряємо умову $\alpha_0 \leq \alpha_{lim}$

$$\alpha_0 = 0,059 < \alpha_{lim} = 0,42$$

Умова виконується, за значенням α_0 визначає коефіцієнт $\eta = 0,975$

Визначаємо площу розтягнутої арматури

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{10,24}{0,97 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,162} = 0,000178 \text{ м}^2 = 1,78 \text{ см}^2$$

За сортаменту приймаємо 2 стержня $\varnothing 12 \text{ мм}$ с $A_{s1} = 2,26 \text{ см}^2$

Перевіряємо товщину захисного шару бетону. Товщина захисного шару бетону приймається

не менше діаметра робочого стержня і не менше 15 мм в балках висотою до 250 мм;

$$15 + \frac{10}{2} = 20 \text{ см} < c = 25 \text{ см}$$

Умова виконується.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Розрахунок міцності косоурів по похилому перерізу.

Повздовжні ребра армуються двома каркасами КР1 з поперечною арматурою $\varnothing 4$ мм класу Вр-І з кроком на приопорних ділянках $s_1 = 90$ мм, в середині пролету $s_2 = 200$ мм. Ширина перерізу $b = 22$ см. Розрахункова поперечна сила $Q = 16,80$ кН. Довжина ребра $l = 3,013$ м.

Визначаємо коефіцієнт $\eta_{c1} = 1 - 0,01f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 13,33 = 0,867$

Визначаємо $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200/39 = 5,13$

Визначаємо коефіцієнт армування $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0,126}{22 \cdot 9} = 0,00127$

Визначаємо коефіцієнт $\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_e \cdot \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 5,13 \cdot 0,00127 = 1,033 \leq 1,3$

Перевіряємо умови

$Q = 16,80$ кН $< 0,3\eta_{w1} \cdot \eta_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d =$

$0,3 \cdot 1,033 \cdot 0,867 \cdot 13,33 \cdot 10^3 \cdot 0,22 \cdot 0,162 = 127,65$ кН

Умови виконуються.

Перевіряємо умови

$Q = 16,80$ кН $< 0,6 f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,6 \cdot 1 \cdot 103 \cdot 0,22 \cdot 0,162 = 21,38$ кН

Умови виконуються, похилі тріщини не утворюються, поперечну арматуру встановлюємо конструктивно.

Конструювання сходового маршу.

Повздовжні ребра армуються плоскими каркасами КР1. Повздовжня розтягнута арматура прийнята за розрахунком $\varnothing 12$ мм класу А400С, повздовжня зжата прийнята конструктивно $\varnothing 6$ мм класу А400С. Поперечні крайні стержні прийняті $\varnothing 4$ мм класу Вр-І, поперечна арматура прийнята за розрахунком $\varnothing 4$ мм класу Вр-І на приопорних ділянках з кроком $s_1 = 90$ мм, в середині пролету $s_2 = 200$ мм.

Плита сходового маршу армується сіткою С1 із стержнів $\varnothing 4$ мм класу Вр-І з кроком 200 мм в повздовжньому напрямку і стержнів $\varnothing 5$ мм класу Вр-І кроком 150 мм в поперечному напрямку.

Інші арматурні каркаси і закладні деталі прийняті відповідно з робочими кресленнями збірника «Типові конструкції, вироби і вузли будівель і споруд», марші сходові залізобетонні (серія 1.152.1-8 випуск 1).

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Розрахунок сходової площадки

Завдання на проектування. Розрахувати і сконструювати ребристу плиту сходової лощадки двохмаршевих сходів. Ширина плити $B = 1350$ мм, висота плити $H = 350$ мм, довжина $L = 2800$ мм, товщина плити $h = 60$ мм. Ширина сходової клітки в чистоті 2,8 м. Висота поверху $H_{\text{эт}} = 4,8$ м. Маса сходового маршу 1520 кг, власна вага площадки складає 1345 кг, об'єм важкого бетону $0,462$ м³, декоративного бетону $0,076$ м³. Тимчасове нормативне навантаження на сходову клітку $p^n = 3,0$ кПа, коефіцієнт надійності по навантаженні $\gamma_f = 1,2$.

Сходова площадка виконана із бетону класу В25, повздовжня робоча арматура лобового ребра класу А400С, робоча арматура плити класу Вр-I.

При розрахунку плити розглядають окремо полку, пружно вмонтовано в ребрах, лобове ребро, на яке опираються марші, і пристінне ребро, що сприймає навантаження від половини прогону полки плити.

Визначення міцності характеристик матеріалів

Для бетону класу В25:

- нормативний опір бетону осьового стиску $f_{ck} = 25$ МПа і осьового розтягу $f_{ctk} = 1,8$ МПа;
- коефіцієнт безпеки по бетону $\gamma_c = 1,5$;
- розрахунковий опір бетону осьового стиску $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,67$ МПа, осьовому розтягу $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,8/1,5 = 1,2$ МПа;
- модуль пружності бетону при марці за легкоукладальністю Ж1 $E_{cm} = 38 \cdot 10^3$ МПа.

Повздовжня робоча арматура А400С:

- розрахунковий опір $f_{yd} = 365$ МПа.

Поперечна арматура класу Вр-I:

- розрахунковий опір $f_{yd} = 450$ МПа.
- розрахунковий опір $f_{ywd} = 324$ МПа.

Модуль пружності арматури всіх класів $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа.

Розрахунок плити сходової площадки

Плита опирається по периметру на контурні ребра.

співвідношення сторін плити $l_1 / l_2 = 2,705 / 1,187 = 2,3$,

де $l_1 = 3,08 - 2 \cdot 0,14 - 2 \cdot 0,095/2 = 2,705$ м

$l_2 = 1,35 - 0,115/2 - 0,21/2 = 1,187$ м

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Отже, плиту розраховуємо як оперту по контуру
 $\alpha_k = 0,0199$; $\beta_k = 0,0433$; $\alpha_g = 0,0067$ $\beta_g = 0,0147$

Таблиця 1. Збір навантаження на 1 м² плити

Вид навантаження і її розрахунок	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1. Постійне Від власної ваги плити з мозаїчним шаром $h_f' \cdot \rho \cdot 10 = 0,09 \cdot 2500 \cdot 10 / 10^3$	2,25	1,1	2,48
2. Тимчасове 2.1. Корисне	3,0	1,2	3,6
Всього:	5,25		6,08

Визначаємо навантаження на всю плиту

$$p = q \cdot l_1 \cdot l_2 = 6,08 \cdot 2,705 \cdot 1,187 = 19,52 \text{ кН}$$

Визначаємо посилення в плиті за формулами:

$$M_{k1} = \alpha_k \cdot p = 0,0199 \cdot 19,52 = 0,388 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$-M_{k2} = -\beta_k \cdot p = -0,0433 \cdot 19,52 = -0,845 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{g1} = \alpha_g \cdot p = 0,0067 \cdot 19,52 = 0,131 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$-M_{g2} = -\beta_g \cdot p = -0,0147 \cdot 19,52 = 0,287 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначаємо необхідну кількість арматури на 1 погонний метр плити

$$d = h_f' - c = 6 - 2 = 4 \text{ см}$$

Необхідна площа перерізу арматури в пролеті:

$$A_{s1} = \frac{M_{1\max}}{0,9 f_{yd} \cdot d} = \frac{0,388}{0,9 \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,04} = 0,0000239 \text{ м}^2 = 0,239 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2\max}}{0,9 f_{yd} \cdot d} = \frac{0,845}{0,9 \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,04} = 0,0000521 \text{ м}^2 = 0,521 \text{ см}^2$$

Приймаємо каркас із дротяної арматури класу Вр-І с кроком в повздовжньому напрямі $S_1 = 150$ мм, в поперечному напрямі $S_2 = 200$ мм.

Приймаємо в повздовжньому напрямі 6 $\emptyset 4$ Вр-І с $A_s = 0,754$ см² на 1 погонний метр плити, і в поперечному напрямі 5 $\emptyset 4$ S500 с $A_s = 0,628$ см² на 1 погонний метр плити.

($1\text{м}/S_1 = 1000/150 = 6$ стержнів, $1\text{м}/S_2 = 1000/200 = 5$ стержнів).

						Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис			
				Дата		

Рзрахунок лобового ребра площадки

Розрахунковий прогін ребра приймаємо.

$$l_0 = 3,00 \text{ м}$$

В роботі ребра приймає участь плита площадки як полка, що розташована в стиснутій зоні. Розрахунковий переріз має наступні геометричні характеристики:

$$h = 33 \text{ см (без урахування мозаїчного шару)}, b = (b_1 + b_2) / 2 = (16 + 10) / 2 = 13 \text{ см}, b_f = 18 \text{ см}, h'_f = 4 \text{ см.}$$

При $h'_f / h = 7 / 30 = 0,13 > 0,1$ за розрахункову ширину стиснутої полиці приймаємо менше з двох значень:

$$b'_f = 0,5l_2 + b_2 = 0,5 \cdot 118 + 16 = 75 \text{ см}$$

$$b'_f = \frac{1}{6}l_0 + b_2 = \frac{1}{6} \cdot 300 + 16 = 66 \text{ см}$$

Приймаємо $b'_f = 66 \text{ см}$

Таблиця 2. Збір навантаження на 1 погонний метр лобового ребра від власної маси ребра і маси маршів

Вид навантаження і її розрахунок	Нормативне навантаження, кН/м	γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м
1. Постійне			
1.1. Власна вага ребра $\frac{F_{расч} \cdot \rho \cdot 10}{10^3} = \frac{0,048 \cdot 2500 \cdot 10}{10^3}$	1,20	1,1	1,32
1.2. Власна вага маршу $\frac{m_m \cdot 10}{b_m \cdot 2} = \frac{1,52 \cdot 10}{1,2 \cdot 2}$	5,63	1,1	6,19
1.3. Вага огорожень і поручнів марша	1,2	1,05	1,26
2. Тимчасов Корисне $\frac{p^n \cdot l_0^n}{2} = \frac{3,0 \cdot 2,61}{2}$	3,0	1,2	3,6
Всього:	$q_1^n = 11,03$		$q_1 = 12,37$

Примітки:

										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис							

Дата

$$F_{расч} = 0,32 \cdot 0,13 + 0,08 \cdot 0,08 = 0,048 \text{ м}^2 ;$$

маса маршу $m_m = 1,52 \text{ т}$, ширина маршу $b_m = 1,35 \text{ м}$.

Таблиця 3. Збір навантажень на 1 погонний метр лобового ребра від власної маси плити

Вид навантаження і її розрахунок	Нормативне навантаження, кН/м	γ_f	Розрахунок навантаження, кН/м
1. Постійне 1.1. Власна вага плити $\frac{h \cdot \rho \cdot l_n \cdot 10}{2 \cdot 10^3} = \frac{0,09 \cdot 2500(1,6 - 0,05) \cdot 10}{2 \cdot 10^3}$	1,46	1,1	1,61
2. Тимчасове 2.1. Корисне $\frac{p^n \cdot l_n}{2} = \frac{3,0 \cdot (1,6 - 0,05)}{2}$	1,95	1,2	2,34
Всього:	$q_2^n = 3,41$		$q_2 = 3,95$

Посилення від повногорозрахункового навантаження

$$M = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l_0^2}{8} - \frac{q_2 \cdot b^2}{6} = \frac{(12,37 + 3,95) \cdot 3^2}{8} - \frac{3,95 \cdot 0,85^2}{6} = 18,36 - 0,56 = 17,80 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 0,5q_1 \cdot l_0 + 0,5q_2(a + b) = 0,5 \cdot 12,37 \cdot 3 + 0,5 \cdot 3,95(0,85 + 1,29) = 18,55 + 4,23 = 22,78 \text{ кН}$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів

Приймаємо $c = 0,03 \text{ м}$, тоді робоча висота перерізу дорівнює $d = h - c = 0,35 - 0,03 = 0,32 \text{ см}$.

Виразуємо

$$\alpha_0 = \frac{M}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2} = \frac{17,80}{0,85 \cdot 16,67 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,32^2} = 0,020$$

визначаємо ξ_{lim}

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,717}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,717}{1,1}\right)} = 0,572$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,717$$

$$\alpha_{lim} = \xi_{lim}(1 - \xi_{lim}/2) = 0,572(1 - 0,5 \cdot 0,572) = 0,408$$

Перевіряємо умови

$$\alpha_0 = 0,020 < \alpha_{lim} = 0,408$$

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Визначаємо $\xi = 0,020$, $\eta = 0,988$

Величина стиснутої зони бетону $x_{\text{eff}} = \xi \cdot d = 0,020 \cdot 0,32 = 0,0065 \text{ м} < h'_f = 0,04 \text{ м}$, означає стиснута зона бетону знаходиться в межах полиці, переріз розраховуємо як прямокутний шириною $b = b'_f = 0,66 \text{ м}$.

Площа перерізу розтягнутої арматури

$$A_{s1} = \frac{M}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{17,80 \cdot 10}{0,988 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,32} = 0,000154 \text{ м}^2 = 1,54 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 $\varnothing 12$ мм класу А400С з $A_{s1} = 2,26 \text{ см}^2$

$$\mu = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{2,26}{66 \cdot 32} \cdot 100\% = 0,11\%$$

$$\mu = 0,13\% > \mu_{\text{min}} = 0,05\%$$

Умова виконана

Розрахунок міцності похилих перерізів

Лобове ребро армується двома каркасами КР2 з поперечної арматури $\varnothing 4$ мм класу Вр-І з кроком $s = 150$ мм. Ширина перерізу $b = 13$ см. Розрахункова поперечна сила $Q = 22,78$ кН. Довжина ребра $l = 3,08$ м.

$$\text{Визначаємо коефіцієнт } \eta_{c1} = 1 - 0,01 f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 16,67 = 0,833$$

$$\text{Визначаємо } \alpha_e = E_s / E_{cm} = 200/38 = 5,263$$

$$\text{Визначаємо коефіцієнт армування } \rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0,126}{13 \cdot 15} = 0,00129$$

$$\text{Визначаємо коефіцієнт } \eta_{w1} = 1 + 5 \alpha_e \cdot \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 5,263 \cdot 0,00129 = 1,034 \leq 1,3$$

Перевіряємо умову

$$Q = 22,78 \text{ кН} < 0,3 \eta_{w1} \cdot \eta_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d =$$

$$0,3 \cdot 1,034 \cdot 0,833 \cdot 16,67 \cdot 103 \cdot 0,13 \cdot 0,32 = 151,19 \text{ кН}$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову

$$Q = 22,78 \text{ кН} < 0,6 f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 103 \cdot 0,13 \cdot 0,32 = 25,27 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже в перерізі не утворюються похилі тріщини, поперечну арматуру встановлюємо конструктивно.

Конструювання сходової площадки.

Лобовое ребро армується двома плоскими каркасами КР-2. Повздовжня розтягнута арматура прийнята за розрахунком $\varnothing 12$ мм класу А400С, повздовжня стиснута прийнята конструктивно $\varnothing 6$ мм класу А400С. Поперечні стержні прийняті $\varnothing 6$ мм класу А400С з кроком 150 мм.

Поперечні ребра аруються конструктивно каркасом КР-5. Повздовжні стержні в розтягнутій і стиснутій зоні прийняті $\varnothing 6$ мм

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

класу А400С. Поперечні стержні прийняті $\varnothing 6$ мм класу А400С з кроком 150 мм.

Повздожнє пристінне ребро конструктивно армується плоским каркасом КР-З. Повздожня розтягнута арматура прийнята $\varnothing 10$ мм класу А400С, повздожня стиснута $\varnothing 6$ мм класу А400С. Поперечні стержні прийняті $\varnothing 6$ мм класу А400С, з кроком 150 мм.

Плита сходової площадки армується сітками із стержнів $\varnothing 4$ мм класу Вр-І з кроком 200 мм в повздожньому напрямку і кроком 150 мм в поперечному напрямку.

Інші арматурні каркаси і строповочні петлі прийняті у відповідності з робочими кресленнями збірника «Типові конструкції, виробы і вузли будівель і споруд», сходові площадки залезібетонні (серія 1.152.1-8 випуск 1).

						Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

							Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Технологія і організація будівництва

Дипломник: _____ Богданець В.О. _____

Консультант: _____ Тугай О.А. _____

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Проектування будівельного генерального плану.

Розрахунок площі тимчасових будівель.

Кількість працюючих складає 55 чоловік, з них :

Робочих: 46 чол. -85% з них 14 жінки і 32 чоловіки.

ІТР: 5 чол. 8-%

МОП, охорона: 6 чол. - 7%.

Кількість робочих в одну зміну-35 чоловік.

Розрахунок площі і підбір типу тимчасових будівель.

№ п/п	Угрупування та найменування будівель	Кількість робітників та службовців	Значення показника на одного працюючого (м²)	Площа по розрахунку	Розмір у плані	Прийнята площа	К-сть штук
1	2	3	4	5	6	7	8
Санітарно-побутові споруди							
1	Гардеробні чоловічі	39	0,5	20	3x7	21	1
2	Гардеробні жіночі	17	0,6	11,2	3x5	15	1
3	Умивальні чоловічі	29	0,06	1,74	3x2,5	7,5	1
4	Умивальні жіночі	13	0,065	0,85	3x2,5	7,5	1
5	Приміщення для сушки одягу	39	0,2	7,8	3x6	18	1

								Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис					
				Дата				

$$Q_v = K_{ny} \frac{q_n \cdot h_n \cdot K_2}{t \cdot 3600} = 1.2 \frac{3223 \cdot 1 \cdot 1.6}{8 \cdot 3600} = 0.094 \text{ л/сек.}$$

Витрати води для забезпечення господарського- побутових потреб (при мах. Кількості робітників 35 чол. в зміну.)

$$Q_{зосп} = \frac{q_x \cdot h_p \cdot k_2}{t \cdot 3600} = \frac{25 \cdot 35 \cdot 1.5}{8 \cdot 3600} = 0.42 \text{ л/сек.}$$

Витрати води для забезпечення протипожежних потреб.

$$Q_{пож} = 10 \text{ л/сек.}$$

Загальні витрати води:

$$Q_{заг} = 0.094 + 0.42 + 10 = 10.514 \text{ л/сек.}$$

Діаметр тимчасового водопроводу:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q \cdot 1000}{\pi \cdot U}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10.514 \cdot 1000}{3.14 \cdot 1.5}} = 94,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо діаметр труб 125 мм.

Визначення потреби будівництва в енергоресурсах.

Кошторисна вартість будівлі та запроектованих постійних мереж комунікацій:

$$Сбуд = SHC = 100785 \times 40 = 4031400 \text{ грн.}$$

Де S- площа будівлі м².

H - висота будинку м.

C - питома вартість 1 м². будівлі, C=40грн.

Вартість комунікацій та мереж:

$$C_k = l_c c_c + l_b c_b + l_{b_2} c_{b_2} + l_2 c_2 + l_t c_t + l_{3_6} c_{3_6} + l_m c_m b_m =$$

$$2000(9+27+36+30+75+4+6 \cdot 6) = 434000 \text{ грн.}$$

Назва ресурсу		Тери торі	Макс имал	Потрібна кількість

						Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис			
				Дата		

	ОДИНИЦЯ	Розрахунковий Нормативний на 1 млн. грн. БМР.	альний коефіцієнт.	ьний обсяг БМР млн.грн.	За розрахунком	прийнята
Електроенергія	кВ* А	70	1.02	2.64	188 .5	189
Стиснене повітря	Шт.	2.6	0.98	2.64	6.7 3	7

Загальна потрібна потужність джерел електроенергії умовно приймаємо такою, що на 13%, перевищує потребу, а саме 215 кВ*А.

На основі встановленої потреби в електроенергії приймається інвентарний трансформатор ТМ 250/6(10). Розраховуємо мінімальну кількість прожекторів, що потрібні для загального освітлення буд майданчика.

$$\frac{F_{потр}}{F_{пр} \cdot k_1} = \frac{4186}{8100 \cdot 0.38} = 2_{шт.} \text{ Приймаємо 4 шт.}$$

$F_{потр}$ - потрібний світловий потік для освітлення території.

$F_{пр}$ - світловий потік одного прожектора.

K_1 - коеф. Корисної дії.

Потрібний світловий потік для освітлення території.

$$F_{потр} = ESK_2K_3 = 0.5 \cdot 4600 \cdot 1.3 \cdot 1.4 = 4186_{лк.}$$

E - показник мінімальної нормативної освітленості.

						Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис			
				Дата		

K_2 - коеф. запасу, що враховує втрати світлового потоку від забруднення скла прожектора.

K_3 - коеф. що враховує втрати світлового потоку від розсіювання.

Прожектори для загального освітлення території встановлюється 7м.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Розробка технічної карти на влаштування рулонної покрівлі.

Підрахунок об'ємів робіт.

Відомість об'ємів робіт на влаштування рулонної покрівлі.

№ п/п	Найменування робіт	Один. виміру	Об'єм робіт
1	Очистка основи від сміття	100 м ²	116,53
2	Влаштування цементно-піщаної стяжки	М ³	233,25
3	Влаштування пароізоляції з 1 го шару руберойду	100 м ²	116,53
4	Подача теплоізоляційних плит	100 т	116,53
5	Укладка теплоізоляційних плит	100 м ²	116,53
6	Влаштування 1 го шару руберойду	100 м ²	116,53
7	Подача керамзитового гравію	100 т	2039,4
8	Укладка керамзитового гравію	100 м ²	116,53
9	Влаштування цементно-піщаної стяжки	М ³	466,5
10	Влаштування рулонної покрівлі	100 м ²	116,53

Техніко економічні показники.

1. Об'єм робіт - 11653 м².

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

2. Тривалість - 30 змін.

3. Трудомісткість - 39,5 люд/зм.

4. Виробіток на одного робочого в зміну 7,5 м2.

Матеріально-технічні ресурси.

Основні матеріали і напівфабрикати.

№ п/п	Найменування робіт	Один. виміру	Об'єм робіт
1	Руберойд	100 т	1,63
2	Цементно-піщаний розчин	МЗ	670
3	Керамзитовий гравій	МЗ	2039,4
4	Жорсткі піно полістирольні плити	МЗ	1165,3

Машина, обладнання, інструмент і інвентар.

№ п/п	Найменування	Кількість	Призначення
1	Будівельний підйомник	2	Підйом матеріалів
2	Ємність для розчину	2	Зберігання розчину
3	Механічна щітка	2	Подача і нанесення розчину

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

4	Пристрій для прикатки рулонних матеріалів	2	Прокатка рулонних матеріалів
5	Точка ручна Т-200	2	Перевезення матеріалів
6	Лопата	5	Влаштування цементно-піщаної стяжки
7	Площадка інвентарна	2	Прийом матеріалів
8	Контейнер	2	Підйом рулонних матеріалів
9	Ящик для розчину	2	Транспортування розчину
10	Рулетка	2	Вимірювальні роботи
11	Гладілка будівельна	2	Розрівнювання розчину
12	Ніж	2	Розрізання матеріалу
13	Огорожа інвентарна	2	Вимоги до безпечного виконання робіт

Вказівки до виконання роботи.

1. Стяжка під рулонну покрівлю повинна бути міцною, без впадин. Просвіти між контрольною рейкою і основою не повинні перевищувати 5мм. На горизонтальній поверхні вздовж похилу і 10 мм. На вертикальній поверхні поперек похилу.

										Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис							

Дата

2. Стяжка перед вкладанням на неї м'якої покрівлі повинна бути висушена і очищена від сміття, пилу.
3. Величина напускна полотнища один на одинці повинен складати по ширині в нижніх і верхніх шарах не менше 100мм.

Заходи з безпечного виконання робіт.

1. Для прийому матеріалів на покрівлі влаштовується площадка прийому матеріалів з огороженням.
2. Небезпечна зона повинна бути огорожена, щоб обмежити доступ людей в зону можливого падіння матеріалів, інструментів, стікання мастил.

									Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис						

Дата

Список використаної літератури

1. Архитектура зданий и градостроительство, методические указания к выполнению КП №2 „ Многоэтажный жилой дом” / Сост.: В.Д.Вероцкий .К.: КИСИ, 1989. – 48с.
2. ДБН В.2.6-31:2006 "Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель".
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи: Затв. Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України– К.: Сталь, 2006. – 60с.
4. ДБН В.2.2-15-2005. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.
5. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: Учеб. пособие /И.М.Гринь, К.Е.Джан-Темиров, В.И.Гринь. – 3-е изд., перераб. и доп. –К.: Выщашк., 1990. – 221 с.
6. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд, 2010. – 78 с.
7. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Палі і пальові фундаменти. – К.: Мінрегіонбуд, 2010. – 59 с.
8. Корнієнко М.В. Основи і фундаменти. навч. посіб. / М.В. Корнієнко. – К.: КНУБА, 2009. – 150 с.
9. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95): Основи та підвалинибудинків і споруд. Грунти. Класифікація./ДержавнийкомітетУкраїни у справах містобудування і архітектури.–К.:Укрархбудінформ,1997.–42с.
10. Далматов Б.И. Механикагрунтов, основания и фундаменты / Б.И. Далматов. – 2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
11. Методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплине “Механика грунтов, основания и фундаменты”/Сост.: С. А. Слюсаренко, И. П. Бойко, Н. В. Корниенко, С. И. Цымбал, С. Д. Акимов. – Киев: КИСИ, 1988. – 116с.
12. Расчет свайных фундаментов: Методические указания к курсовому проектированию по основаниям и фундаментам/ Сост.: С. И. Цымбал, И. Ф. Потапенко, А. О. Олейник. – К.: КИСИ, 1990. – 54с.
13. Методические указания и примеры расчетов фундаментов мелкого заложения к курсовому проектированию / Сост.: И. Ф. Потапенко, П. П. Лычев, А. О. Олейник. – Киев: КИСИ, 1988. – 44с.

14. Методичні вказівки до виконання курсового проекту „Основи і фундаменти”/Сост.: М. В. Корнієнко: К., КНУБА, 2001. – 16с.
15. Механика грунтов, основания и фундаменты /Сост.: Б.И. Далматов – Л.: Стройиздат, 1988. – 415с.
16. Основания и фундаменты /Сост.: В.С. Кирилов – М.: Стройиздат, 1980. – 392с.
17. С. И. Цымбал. К определению предельного сопротивления грунта по боковой поверхности забивной сваи. - Основания и фундаменты. - К., Будівельник, 1979, вып. 12., с. 98 – 101.
18. Данные для расчёта свай по деформациям. /Сост.: Г.М. Петренко, к.т.н., П.А. Оробченко, С. И. Цымбал, – Основания и фундаменты- К., Будівельник, 1972, вып. 5., с. 78 – 85.24. С. И. Цымбал. Теоритическое обобщение экспериментальных данных о распределении напряжений в основании висячей сваи. Основания и фундаменты – К., Будівельник, 1976, вып. 9., с. 86 – 89.
19. ДБН А.3.1-5-2009.“Організація будівельного виробництва”.К.:, 2009.- 35с.
- 20.Технология строительного производства / Под ред. О.О. Литвинова, Ю.И. Белякова.- Киев.: Высшая школа, 1984.- 479с.
21. Технология строительного производства : учеб. для вузов / Л.Д. Акимова, Н.Г. Амосов, Г.М. Бадьин и др.; под ред. Г.М. Бадьина, А.В. Мещанинова. – 4-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, 1987. – 606 с.
22. Технология строительного производства : учеб. / О.О. Литвинов, Ю.И. Беляков, Г.М. Батура и др.; под ред. О.О. Литвинова и Ю.И. Белякова. – К. : Вища шк., 1984. – 479 с.
23. ДБН А.3.2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві.
- 24.Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К. Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г. М. Батура та ін.; За заг. ред. В.К. Черненко – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.
25. Технологія будівельного виробництва: Підручник / М.Г.Ярмоленко, Є.Г.Романушко, В.І.Терновий та ін.; За заг. ред. М.Г.Ярмоленка. – 2-ге вид., допов. і переробл. – К.: Вища шк., 2005. – 342 с.
- 26.Технологія монтажу будівельних конструкцій: Навчальний посібник/ В.К. Черненко, М.Г.Тонкачєєв, Осипов О.Ф., Є. Г. Романушко та інш.; За ред. В.К. Черненко – К.: Горобець Г. С., 2010. – 372 с

27. Технологія будівельного виробництва: Практикум / Навчальний посібник / М.Г.Ярмоленко, Є.Г.Романушко, О.Ф.Осипов та ін.; За заг. ред. М.Г.Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2007. – 207 с.

28. ДБН В.1.2-7-2002 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека

29. Інженерні рішення з охорони праці при розробці дипломних проектів інженерно-будівельних спеціальностей: Навчальний посібник.- Київ: Основа, 2001.-336

30. Методичні вказівки до виконання розділу “Охорона праці” в дипломних проектах (роботах) спеціалістів і магістрів інженерно-будівельних спеціальностей. /О.Г. Вільсон, І.В. Клімова, В.Г. Дзюбенко, О.П. Оніщенко – К.: КНУБА, 2012 - 38 с.

31. Основи охорони праці: Підручник. 2-ге видання, доповнене та перероблене./К.Н.Ткачук, М.О.Халімовський, В.В.Зацарний та н.- К.: Основа, 2006-448с.

32. ДБН В.1.2-8-2002 Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека життя і здоров'я людини та захист навколишнього природного середовища

33. ДБН В.1.2-10-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму

34. Шилов Е. Й. Методичні вказівки до складання кошторисної документації за укрупненими показниками у дипломному проектуванні. – К.: КНУБіА, 2001. – 127с.

35. ДБН Д.1.1-1-2000 «Правила визначення вартості будівництва»

36. Гойко А.Ф., Дудіна Е.В., Ізмайлова К.В. Економіка будівництва: Навчальний посібник / За загальною редакцією К.В.Ізмайлової.- К.: КНУБА, 2008.-172 с.
