

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра архітектури та інженерних вишукувань

До захисту
допускається
Завідувач кафедри архітектури та
інженерних вишукувань

_____ Д.С. Бородай
(підпис)
« _____ » _____ 2025 р

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за першим рівнем вищої освіти
на тему: «Загальноосвітня школа на 760 місць в м. Жмеринка»

Виконав

Борушко В.С.

Група

БУД 2201-2 ст

Керівник

Савченко Л.Г.

Суми – 2025 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Архітектури та інженерних вишукувань
Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
ОПП Будівництво та цивільна інженерія

ЗАВДАННЯ

НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Борушко Віталій Сергійович

1. Тема роботи Загальноосвітня школа на 760 місць в м. Жмеринка

Затверджено наказом по університету № 37/ОС від "07" січня 2025 р.

2. Строк здачі студентом закінченої роботи: "09" червня 2025 р

3. Вихідні дані до роботи: _____

*Ситуаційний план. Інженерно-геологічні умови
будівництва. Завдання на проектування.*

4. Зміст розрахунково - пояснювальної записки *(перелік розділів, що підлягають розробці)*

*Архітектурно-конструктивний розділ: генеральний
план, об'ємно-планувальне рішення, конструктивне
рішення, оздоблення, інженерно-технічне обладнання.*

*Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок
ребристої плити покриття, розрахунок стрічкового
Фундаменту. Технологія та організація будівницт-
тва: визначення об'ємів будівельних робіт, розробка
технологічної карти, календарний, бюджетплан.*

Економічний розділ: визнач. кошторисної вартості.

5. Перелік графічного матеріалу за листами креслення

Ситуаційний план, генеральний план. Фасади. Плани

План перекриття і покриття. План фундаментів.

План покрівлі. Ребреста плита покриття.

Технологічна карта на влаштування покрівлі.

Календарний план. Будгенплан.

6. Консультанти за розділами кваліфікаційної роботи

Найменування розділу	Консультанти
Архітектурно-конструктивний	
Розрахунково-конструктивний	
Технологія та організація будівництва	
Економічний	
Нормоконтроль	
Перевірка на аутентичність: унікальність	

7. Графік виконання кваліфікаційної роботи

Найменування розділу	Контрольні дати готовності
Архітектурно-конструктивний	07.04.2025
Розрахунково-конструктивний	28.04.2025
Технологія та організація будівництва	20.05.2025
Економічний	19.05.2025-25.05.2025
Перевірка робіт на аутентичність: унікальність	19.05.2025-05.06.2025
Попередній захист	02.06.2025-08.06.2025
Кінцевий термін здачі роботи до деканату	09.06.2025
Захист кваліфікаційної роботи	

Завдання видав до виконання:

Керівник :

(підпис)

Савченко Л.Г.

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

Борущко В.С.

(Прізвище, ініціали)

АНОТАЦІЯ

на кваліфікаційну роботу за освітнім ступенем бакалавр

за темою: „ Загальноосвітня школа на 760 місць в м. Жмеринка ”

Кваліфікаційна робота виконана студентом *Борушко В.С.* групи *БУД 2201-2 ст* під керівництвом ст. викладача кафедри *архітектури та інженерних вишукувань Савченко Л.Г.*

Робота складається з наступних розділів:

1. Архітектурно-конструктивний розділ містить у собі:

- *генеральний план, де відповідно ДСТУ приведено розташування придомових майданчиків і стоянок, інших існуючих споруд, топографічна підоснова у вигляді горизонталей, приведено посадка зелених насаджень, розташування місць відпочинку;*
- *об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі, у якому описується вибір конструкцій та матеріалів для будівництва, а також перелік та розміри приміщень будівлі;*

2. Розрахунково-конструктивний розділ містить у собі *розрахунки основних несучих конструкцій: розрахунок ребристої плити перекриття, стрічкового фундаменту.*

3. Розділ технології та організації будівництва, де розроблена технологічна карта на влаштування покрівлі, визначені об'єми робіт, складено календарний план, розроблено будгенплан.

4. У економічному розділі *приведено кошторисні розрахунки, визначена економічна ефективність будівництва.*

ЗМІСТ

Вступ.....	6
Розділ 1. Архітектурно-будівельний.....	8
1.1. Генеральний план.....	8
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	10
1.3. <i>КР 36-25 АтаІВ-БУД-2201-2ст</i> Конструктивне рішення.....	14
1.4. Внутрішнє та зовнішнє опорядження.....	19
1.5. Інженерно-технічне обладнання.....	19
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний.....	21
2.1. Обґрунтування конструктивного рішення будівлі.....	21
2.2. Розрахунок ребристої плити покриття розміром 12×3 м.....	22
2.3. Розрахунок стрічкового фундаменту.....	52
Розділ 3. Технологія та організація будівництва.....	60
3.1. Умови будівельного виробництва.....	60
3.2. Обґрунтування термінів будівництва.....	60
3.3. Вибір методу виконання робіт та рішень по організації поточного зведення об'єкта. Визначення і комплектація будівельної техніки.....	62
3.4. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт та ресурсів.....	63
3.5. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт.....	72
3.6. Календарний план будівництва.....	80
3.7. Будівельний генеральний план.....	84
Розділ 4. Економічний.....	91
4.1. Визначення кошторисної вартості будівництва.....	91
4.2. Техніко-економічні показники проекту.....	133

кум	Підпис	Дата

Лист

4

			<i>КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2см</i>	<i>Лист</i>
<i>кум</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		<i>5</i>

ВСТУП

Дизайн освітніх просторів зазнав суттєвих змін в останні роки, сучасні класи та шкільні будівлі відходять від традиційних, жорстких планувань у бік більш гнучких, спільних та інклюзивних середовищ. Під впливом мінливих освітніх потреб, розвитку технологій та дедалі більшої уваги до безпеки учнів сучасні школи впроваджують інноваційні проекти, які сприяють залученості,

			КР.36.25.Ам.ІВ БУД 2201-2ст	Лист
к.ум	Підпис	Дата		6

Серед тенденцій, що визначають дизайн сучасних шкіл вирізняються п'ять, які трансформують навчальне середовище для учнів, вчителів та спільнот.

1. Безпека та захист

Підвищена поінформованість про безпеку учнів призводить до того, що освітні установи інтегрують як фізичні, так і технологічні заходи, оскільки прагнуть зробити безпеку головним пріоритетом. Крім традиційної безпеки, школи також впроваджують такі функції, як чіткі лінії огляду у навчальних приміщеннях, щоб допомогти персоналу контролювати активність учнів. Сучасні проекти шкіл повинні забезпечувати благополуччя учнів та персоналу та балансувати потребу у видимості, гарантуючи, що персонал може контролювати учнів у місцях з інтенсивним рухом, при цьому дотримуючись конфіденційності та створюючи відчуття комфорту та безпеки.

2. Індивідуально настроювані та гнучкі простори

Минули часи статичних, універсальних класів. Гнучкі освітні простори, які адаптуються та дозволяють вчителям підганяти навчальне середовище під потреби своїх учнів, включають модульні меблі, пересувні стіни та регульовані макети. Гарний дизайн гарантує, що класи є спільними просторами, які можна переналаштовувати відповідно до типу уроку чи групової діяльності.

Гнучкість стосується не тільки фізичного простору – воно полягає у створенні середовища, яке може легко змінюватися з часом, впроваджуючи нові технології, стратегії навчання або зміни до навчальних програм, щоб школи могли оперативнo відповідати вимогам освітнього середовища, що постійно змінюється.

3. Інтеграція технологій: безперебійний процес цифрового навчання

Технологія лежить в основі сучасної освіти, і її інтеграція у навчальні простори трансформує спосіб взаємодії учнів із контентом та один з одним. Дизайнери все більше уваги приділяють забезпеченню безперебійної роботи технологій у фізичному просторі. Це включає такі рішення, як достатня кількість розеток, високошвидкісний доступ в Інтернет і місця для зарядки пристроїв учнів на додаток до рішень щодо обладнання та пристроїв.

				Лист
			4. Багатоцільові аудиторії	7
к	Підпис	Дата	КВ.36.25 Аудиторії БУД-2201-2ст	

Громадські простори тепер мають повертатися, щоб служити кільком цілям. Відкриті спільні кімнати, бібліотечні простори та навіть великі фойє все частіше проектуються для розміщення різноманітних видів діяльності, від тихих навчальних сесій до групових дискусій, виступів та громадських заходів. Ці багатоцільові простори також служать для розвитку почуття спільності та приналежності, даючи учням почуття зв'язку зі своїми однолітками, вчителями та шкільним середовищем загалом.

5. Співпраця та інклюзивність

Співпраця є наріжним каменем сучасної освіти, а шкільні простори, спроектовані з урахуванням потреб учнів з різними освітніми потребами, гарантують кожній дитині доступ до безпечного та сприятливого середовища, в якому вона може досягти успіху.

Зосередження уваги на просторах, доступних для всіх учнів, незалежно від їх походження чи здібностей (наприклад, доступні входи, сенсорні простори та тихі кімнати, призначені для учнів, яким потрібні моменти усамітнення), демонструє та навчає учнів принципам інклюзивності та різноманітності.

Якщо зазирнути в майбутнє, стане ясно, що сучасні проекти шкіл — це не лише будівлі, а й створення середовища, що сприяє розвитку, благополуччю та успіху учнів у світі, що постійно змінюється.

Майбутня освіта формується просторами, в яких навчаються студенти, і сьогоднішні шкільні проекти роблять ставку на гнучкість, безпеку, технології та інклюзивність. Нові педагогічні моделі вимагають, щоб фізичне середовище розвивалося задля підтримки динамічного досвіду навчання.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Генеральний план

Для будівлі, що проектується прийнятий майданчик в м. Жмеринка, Вінницької області. Майданчик, виділений під зведення загальноосвітньої школи розташований на перехресті вулиць Коємонавтів і Київська, а також обмежена з третього боку вулицею Дюковською.

			Лист
к	Підпис	Дата	8



Рисунок 1.1. Ситуаційний план

Будинок школи розміщується на відстані 25 м у відношенні до червоної лінії вулиці. Відстань від межі ділянки загальноосвітньої школи до стін житлових будинків із входами та вікнами приймається 10 м, - згідно з нормами інсоляції, природного освітлення та шумозахисту.

Крім загальноосвітньої школи, що проектується генеральним планом передбачено влаштування різних майданчиків на прилеглий території для відпочинку та спокійних та рухливих ігор школярів, а саме:

- майданчик для рухливих ігор,
- майданчик для тихого відпочинку;
- стадіон.

Рельєф ділянки спокійний $i=0.01$, район будівництва відноситься до першого будівельно-кліматичного району.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності до рельєфу та природних умов сусідніх ділянок, в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневої води до вуличної мережі водостоків та стічної води з ділянки будівництва прийняте поверхневе, розподілене за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних ухилів доріг, майданчиків та газонів.

Проїзди та тротуари передбачені з твердим покриттям. Доріжки та майданчики на території забудови прийняті із спеціальних дорожніх сумішей.

Передбачені під'їзди для пожежних машин, а також можливість об'їзду навколо школи. Також передбачені відкриті ділянки для стоянки автомобілів та іншого транспорту, враховуючи стоянки спеціалізованого транспорту для учнів-інвалідів згідно з діючим нормами

Зовнішнє пожежогасіння будівлі передбачається від 2 існуючих пожежогасіння, які розташовані на існуючій кільцевій внутрішньоквартальній мережі водогінну. Витрата води на зовнішнє пожежогасіння 15 л/с.

Для збереження родючого шару ґрунту, перед початком будівництва проводиться зрізання шару ґрунту з подальшим його поверненням на дворову територію.

По периметру земельної ділянки навчального закладу передбачена захисна зелена смуга (дерева, кущі, газон) завширшки не менше 1,5 м, а з боку вулиць - не менше 3 м. Планування зелених насаджень пов'язане з розміщенням інженерних комунікацій і є складовою частиною об'ємно-планувального рішення забудови ділянки. Для озеленення прийнято стандартний посадковий матеріал у відповідності з асортиментом місцевих плодорозсадників. По контуру ділянки, вдовж огорожі висаджені фруктові та вічнозелені дерева. Будівля обсаджена кущами рядової посадки. Також передбачено улаштування трав'яних газонів

парникового типу з посівом трьох видів трав: спориш – 60 %, лисохвіст кущовий – 30 % та конюшина біла – 10 %.

Високорослі дерева висаджують на відстані 10 м від стін з вікнами навчальних приміщень, а чагарники – 5 м.

Таблиця 1.1. Техніко-економічні показники генерального плану.

		КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст		Лист	10	
к/м	Підпис	Дата	Показник	Одиниця виміру	Площа, м ²	Примітка
1			Площа ділянки	м ²	20615.73	
2			Площа забудови	м ²	2370.22	
3			Площа твердих покриттів	м ²	5946.11	
4			Площа озеленення	м ²	12299.4	
5			Відсоток твердих покриттів	%	28.8	
6			Відсоток озеленення	%	59.7	

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля, що проектується прямокутна в плані з розмірами в крайніх осях 72,0×51,6 м. Будівля триповерхова. Висота всіх поверхів складає 3,3 м. Для вертикального сполучення між поверхами передбачені східцеві клітки.

Згідно ДБН В.2.2-3:2018 [15] у навчальному закладі передбачаються такі функціональні групи приміщень:

У відповідності до вище наведеного на першому поверсі передбачені кабінети трудового навчання, також знаходиться їдальня, бібліотека, кабінет лікаря, роздягальні для учнів та вчителів. На другому поверсі для занять з фізичної культури передбачений спортивний зал, та роздягальні з санвузлами, також розташовані лабораторії з предметів хімії та біології, навчальні класи і кабінети адміністрації, актова зала. На третьому поверсі розташовані начальні кабінети, класні кімнати, приміщення подовженого дня, санвузли, підсобні приміщення.

При проектуванні загальноосвітньої школи були враховані вимоги пожежної безпеки.

Із актового залу та спортивної зали передбачено по 2 виходи. Навчальні секції 1-х класів розташовані на першому поверсі. Ширина дверей виходів з приміщень, в яких одночасно може знаходитись більше 15 учнів, запроектована 0,9 м.

			Лист
к	Підпис	Дата	11

Ширина коридорів та поведхх де сходяться навчальні приміщення, прийнята 2,2м. Ширина інших коридорів запроектована 1,4м. Ширина рекреаційних приміщень при однобічному розташуванні приміщень кабінетів і лабораторій приймається 2,8м, ширина рекреаційних приміщень, які прилягають до кабінетів і лабораторій з двобічним розташуванням, та до навчальних приміщень 1-4-х класів - 3,5 м.

Поручні та огорожі на шляхах евакуації у школі, де розташовані приміщення для 1-4-х класів, відповідають таким додатковим вимогам:

- висота огорожі сходів, якими користуються діти, 1,5 м з поручнем на висоті 0,8 м;
- в огорожі сходів вертикальні елементи мають просвіт не більше ніж 0,1 м (горизонтальне членування в огорожі, крім поручня, не допускається);
- висота огорожі ганків, що розміщені на рівні 0,4 5м і більше від землі, не менше 0,8 м та обладнуються поручнем.

Таблиця 1.2. Експлікація приміщень першого поверху.

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²	Категорія приміщень
1	Велика спортивна зала	273,76	
2	Роздягальня для дівчат з душовою	22,94	
3	Роздягальня для хлопчиків з душовою	23,13	
4	Кімната спортивного інвентарю	23,82	
5	Майстерня з обробки металу	56,32	
6	Кімната тренерів	22,89	

7	Кабінет підготовки водіїв	22,89	
8	Майстерня з обробки деревини	65,09	
9	Бібліотека	94,83	
10	Санвузол для хлопчиків	10,08	
11	Санвузол для дівчат	10,08	
12	Класна кімната	45,56	
13	Кабінет підготовки водіїв	54,26	
14	Гардероб початкових класів	26,9	
15	Коридори	350,02	
16	Тамбур	16,2	
17	Гардероб середніх та старших класів	87,44	
18	Кімната технічного персоналу	16,59	
19	Санвузол для хлопчиків	11,4	
20	Санвузол для дівчат	10,66	
21	Майстерня з обробки тканини	49,83	
22	Кулінарна майстерня	32,49	
23	Їдальня	150,93	
24	Кухня з підсобними приміщеннями	159,44	
25	Тамбур	5,76	

Таблиця 1.3. Експлікація приміщень другого поверху.

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²	Категорія приміщень
26	Велика спортивна зала (друге світло)	273,76	
27	Маленька спортивна зала	150,6	
28	Ігрова кімната	73,57	
29	Класна кімната 1 класу	45,24	
30	Класна кімната 2 класу	33,12	
31	Класна кімната 1 класу	47,93	
32	Санвузол для хлопчиків	10,08	
33	Санвузол для дівчат	10,08	

34	Класна кімната 2 класу	31,51	
35	Класна кімната 3 класу	40,2	
36	Класна кімната 3 класу	41,47	
37	Класна кімната 4 класу	32,54	
38	Класна кімната 4 класу	34,27	
39	Майстерня трудового навчання	41,47	
40	Випускська	43,14	
41	Кабінет лікаря	16,59	
42	Санвузол для хлопчиків	11,4	
43	Санвузол для дівчат	10,66	
44	Кабінет біології	49,83	
45	Лаборантська	32,49	
46	Канцелярія	20,68	
47	Кабінет директора	30,5	
48	Кабінет завуча	17,73	
49	Кабінет української мови	32,68	
50	Актова зала	159,14	
51	Коридори	351,29	

Таблиця 1.4. Експлікація приміщень третього поверху.

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²	Категорія приміщень
52	Кабінет іноземної мови	38,53	
53	Кабінет іноземної мови	26,81	
54	Кабінет креслення та малювання	44,99	
55	Кабінет іноземної мови	28,57	
56	Кабінет іноземної мови	31,13	
57	Лаборантська	14,55	
58	Кабінет мови та літератури	30,01	
59	Кабінет історії	41,96	
60	Музейна кімната	33,58	
61	Кабінет математики	47,93	

62	Санвузол для хлопчиків	10,08	
63	Санвузол для дівчат	10,08	
64	Лаборантська	17,45	
65	Кабінет фізики	54,26	
66	Кабінет мови та літератури	55,53	
67	Кабінет географії	53,45	
68	Лаборантська	13,36	
69	Кабінет мови та літератури	41,47	
70	Кабінет математики	46,37	
71	Коридори	312,04	
72	Санвузол для хлопчиків	11,4	
73	Санвузол для дівчат	10,66	
74	Кабінет хімії	49,83	
75	Лаборантська	32,49	
76	Кабінет інформатики	125,13	
77	Лаборантська	24,77	
78	Актова зала (друге світло)	159,14	

к.м.	Підпис	Дата
------	--------	------

КР. 30.25.Актів БУД 2201-2ст

Лист
14

1.3. Конструктивне рішення

Будівля відноситься до типу безкаркасних будівель з поздовжніми несучими стінами із дрібноштучних матеріалів.

В проекті прийняті наступні конструктивні вирішення

Основні елементи будівлі.

Фундаменти. Основою для фундаментів служать дрібні та середні піски та супіски. Ґрунтові води знаходяться на глибині 11.5м від поверхні ґрунту. За хімічним складом ґрунтові води є неагресивними. Глибину закладання фундаментів при наявності підвалу приймаємо 2,45м, що глибше глибини промерзання ґрунтів. Фундаменти запроектовані стрічкові із збірних залізобетонних блоків стін підвалу [16], які укладаються на монолітну залізобетонну стрічку, що влаштовується по піщаній основі.

Таблиця 1.5. Специфікація елементів фундаментів.

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, од., кг	Примітка
фундаментні блоки					
1	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 24.5.6-Т	525	1630	
2	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 12.5.6-Т	4	790	
3	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 9.5.6-Т	6	590	
4	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 24.4.6-Т	186	1300	
5	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 12.4.6-Т	24	640	
6	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 9.4.6-Т	64	390	

Стіни. Зовнішні стіни в будівлі запроектовані із глиняної звичайної цегли марки 100 на розчині марки 50 товщиною 640 мм. Для підвищення теплозахисних характеристик кладка стін виконана колодязною з заповненням теплоізоляційними матеріалами прошарків (див теплотехнічний розрахунок). Перегородки запроектовані із звичайної глиняної цегли марки 100 на цементно-піщаному розчині марки 25, а також із збірних гіпсових панелей перегородок.

Каркас. Будівля запроектована безкаркасною. Просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечена за рахунок жорсткості стін та жорсткого диску покриття та перекриття а також сходових маршів і майданчиків.

Гідроізоляція передбачена горизонтальна по верхньому обрізу фундаменту із цементно-піщаного розчину складу 1:2. Та вертикальна обмазувальна гарячим бітумом за 2 рази.

Перекриття та покриття передбачене збірне із багатопустотних залізобетонних плит перекриття по серії 1.141-1 та 1.241-1, а також ребристих плит по серії 1.465.1-3/80.

Таблиця 1.6. Специфікація збірних залізобетонних елементів перекриттів

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, ед., кг	Примітка
П1	серія 1.241-1 вип. 39	П 90.15-8АтV	181	4190	
П2	серія 1.241-1 вип. 39	П 90.12-8АтV	4	3170	
П3	серія 1.241-1 вип. 39	П 90.10-8АтV	6	2820	
П4	серія 1.141-1 вип. 63	ПК 60.15-8АтVт	240	2800	
	серія 1.141-1 вип. 63	ПК 60.12-8АтVт	16	2100	
П6	серія 1.141-1 вип. 60	ПК 36.15-8Т	132	1700	
П7	серія 1.141-1 вип. 60	ПК 36.12-8Т	8	1280	
П8	серія 1.141-1 вип. 60	ПК 36.10-8Т	8	1055	
П9	серія 1.141-1 вип. 60	ПК 30.15-8Т	22	1425	
П10	серія 1.141-1 вип. 60	ПК 30.12-8Т	9	1080	
П11	серія 1.465.1-3/80 вип. 1	1 ПГ 12-7АтVт	8	6200	

Східцеві елементи прийняті збірними із залізобетонних сходових маршів та площадок по серіям 1.241 та 1.242.

Таблиця 1.7. Специфікація збірних елементів сходів

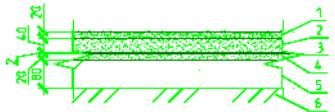
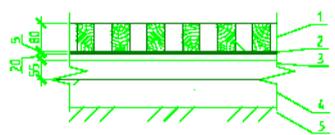
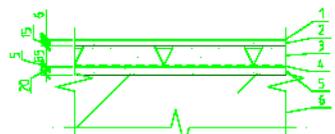
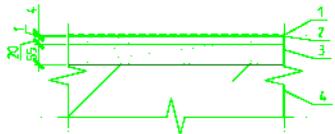
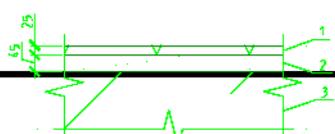
Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага, од., кг	Примітка
Сх-1	серія 1.251.1-4 вип. 1	2ЛМФ 42.12.18-5	9	1400	
Сх-2	серія 1.252.1-4 вип. 1	ЛПФ 25.10-5	5	900	
Сх-3	серія 1.252.1-4 вип. 1	ЛПФ 25.10в-5	2	1040	
Сх-4	серія 1.251.1-4 вип. 1	1 ЛН 12.3	99	34	
Сх-5	серія 1.251.1-4 вип. 1	1 ЛН 12.2	9	23	
Сх-6	серія 1.251.1-4 вип. 1	1 ЛН 12.2в	9	26	

Дах. Для покрівлі прийнята рулонна покрівлі. Вона виконується з двох шарів наплавленого руберойду. В якості пароізоляції передбачається використання одного шару руберойду РПП на бітумній мастиці. Утеплювач

прийнятий з жорстких плит на базальтовій основі Dachgock. Стяжка прийнята з цементно-піщаного розчину товщиною 20мм.

Підлога, у відповідності із призначенням приміщень.

Таблиця 1.8. Експлікація підлог.

Назва приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Дані елементів підлог (найменування, товщина, основа та, ін.), мм	Площа, м ²
Техпідпілля	1		КР.36.25.АмаІВ БУД 2201-2см 1. Мозаїчно-бетонне покриття із бетону класу С16/20 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 3. Гідроізоляція Express Ceresit CL 51 4. Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 по ухилу 5. Підстилаючий шар із бетону класу С8/10 6. Грунт основи з втрамбованим щебенем крупністю 40-60 мм	1675.37
Спортивна зала	2		1. Торцева шашка 2. Клеюча суміш Ceresit CM 12 3. Стяжка порізована із цементно-піщаного розчину двошарова 4. Підстилаючий шар бетону класу С8/10 5. Грунт основи з втрамбованим щебенем крупністю 40-60 мм	273.76
Санвузли, кухня, кабінет лікаря	3		1. Покриття із керамічних плиток ГОСТ 6787-89 2. Клеюча суміш Ceresit CM 11 3. Стяжка порізована із цементно-піщаного розчину двошарова 4. Гідроізоляція Express Ceresit CL 51 5. Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 по ухилу 6. Збірна залізобетонна плита перекриття	322.57
Навчальні кабінети, бібліотека, кабінет бібліотекаря, кабінет спортивних інструкторів, роздягальні, кладова спортивного інвентаря	4		1. Лінолеум на теплоізолюючій підоснові ГОСТ 1808-80 2. Прошарок із клею будівельного Бустілат-3 Мальва 3. Стяжка порізована із цементно-піщаного розчину двошарова 4. Збірна залізобетонна плита перекриття	1061.3
Коридори, гамбури, їдальня	5		1. Мозаїчно-бетонне покриття із бетону класу С25/30 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 3. Збірна залізобетонна плита перекриття	1300.58
Навчальні майстерні	6		1. Покриття ксілолітове двошарове 2. Стяжка порізована із цементно-піщаного розчину двошарова 3. Збірна залізобетонна плита перекриття	121.41

Поз	Позначення	Найменування	Кіл-ть на поверх				Маса од. кг	Примітка
			15	Кр.	М.	2.П.Пр		
5	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-12	5	6	8	19		
6	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-12Л	6	13	8	27		
7	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-10	5	3	4	11		
8	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-10Л	7	2	8	17		
9	ГОСТ 6629-88	ДО 21-15	3	2	2	Лист		
КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст						19		

кум Підпис Дата

1.4. Внутрішнє та зовнішнє опорядження

Оздоблення. Внутрішня поверхня стін оштукатурена простою штукатуркою з подальшим оклеюванням шпалерами а також під фарбування, в санвузлах прийняте виконання лицювальних робіт керамічною плиткою, передбачене поліпшене штукатурення стін з подальшим вапняним пофарбуванням та олійним пофарбуванням окремих ділянок стін.

1.5. Інженерно-технічне обладнання

Джерелом водопостачання будівлі, що проектується є існуюча мережа водопроводу Ø100мм (внутрішньо квартальна мережа району, що забудовується). Водогінна мережа передбачена з поліетиленових труб Ø90мм по ГОСТ 18599-83. На мережі влаштовується колодязь 1500мм із збірних залізобетонних елементів по сер. 901-11.84*. Зовнішнє пожежогасіння будівлі передбачається від 2-х існуючих пожегідрантів, які розташовані на існуючий кільцевий внутріквартальній мережі водогінну. Витрата води на зовнішнє пожежогасіння 15л/с.

Аналогічно запроектовано і забезпечення гарячою водою

Внутрішня мережа каналізації передбачається з труб ПВХ Ø50-110мм фірми «Wavin».

Каналізаційний стік від будівлі, що проектується спрямовується в існуючу мережу каналізації Ø300мм. Каналізаційні мережі передбаченні з ПВХ труб Ø110-160мм фірми «Wavin». На мережі встановлюються колодці із збірних залізобетонних елементів. Існуюча мережа каналізації Ø300мм пропускає

додатковий розрахунковий видаток стоків (від житлового будинку, що проектується).

			<i>КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2см</i>	<i>Лист</i>
<i>кум</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		20

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Обґрунтування конструктивного рішення будівлі.

Будівля загальноосвітньої школи на 760 учнів відноситься до безкаркасного типу несучого остову будівлі з поздовжніми несучими стінами. Школа триповерхова з висотою поверху 3,6 м. Вертикальні несучі конструкції цегляні стіни товщиною 210 мм виконані з цеглою з порожнинами, заповненими мінераловатними плитами на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCK WOOL товщиною 140 мм. Переkritтя будівлі прийняти збірними залізобетонними із багатопустотних плит, які обпираються на зовнішні і внутрішні несучі стіни. Покриття спортивної зали прийняте із ребристих плит прольотом 12 м, шириною 3 м. Перегородки цегляні, влаштовуються на переkritті.

Фундаменти в будівлі прийняті із збірних залізобетонних блоків стін підвалу, які обпираються на монолітну залізобетонну основу. В якості основи служать не посадочні ґрунти.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується за рахунок жорсткості горизонтальних дисків переkritтя і за рахунок сходових клітин.

Будинок загальноосвітньої школи на 760 учнів розташований в м. Жмеринка, Вінницької області. У відповідності до ДБН В.1.2-2-2006 [9] район будівництва відноситься до 6-го району за сніговим навантаженням з характеристичним значенням снігового навантаження $S_0 = 1360 \text{ Па}$ і 1-го району за вітровим навантаженням з характеристичним значенням вітрового тиску $W_0 = 480 \text{ Па}$.

До розрахунку прийняті: збірна залізобетонна ребриста плита переkritтя розміром 12×3 м і стрічковий фундамент. В результаті розрахунку плити переkritтя необхідно отримати її армування. В результаті розрахунку стрічкового фундаменту необхідно отримати ширину монолітної залізобетонної основи, величину осадки основи і порівняти її з величиною граничної осадки основи, визначеної по ДБН

2.2. Розрахунок ребристої плити покриття розміром 12×3 м

Вихідні дані для проектування.

Для проектування приймається плита по серії 1.465.1-15 з номінальними розмірами в плані 3×12 м, висота поперечного перерізу 455 мм. Конструктивні

Код	Підпис	Дата	Лист
			22

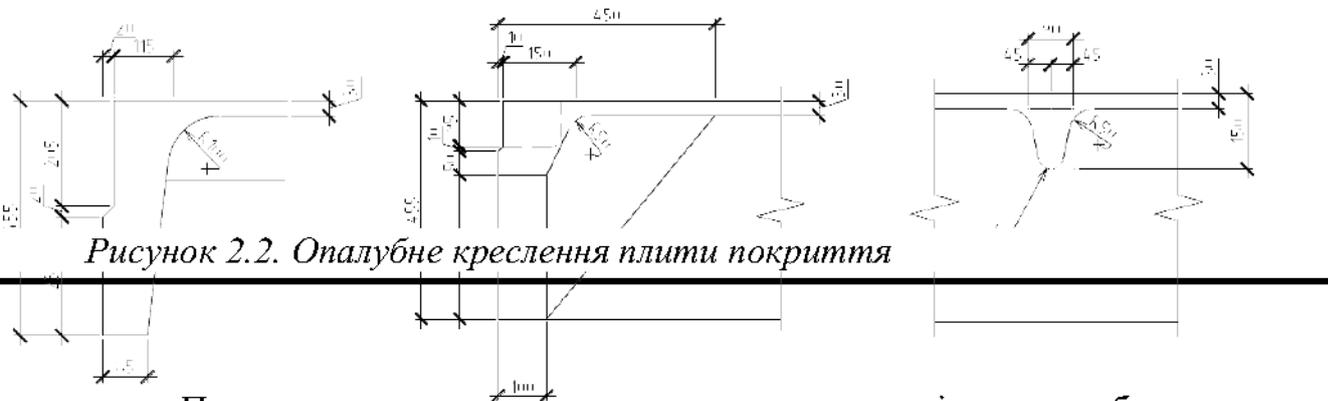
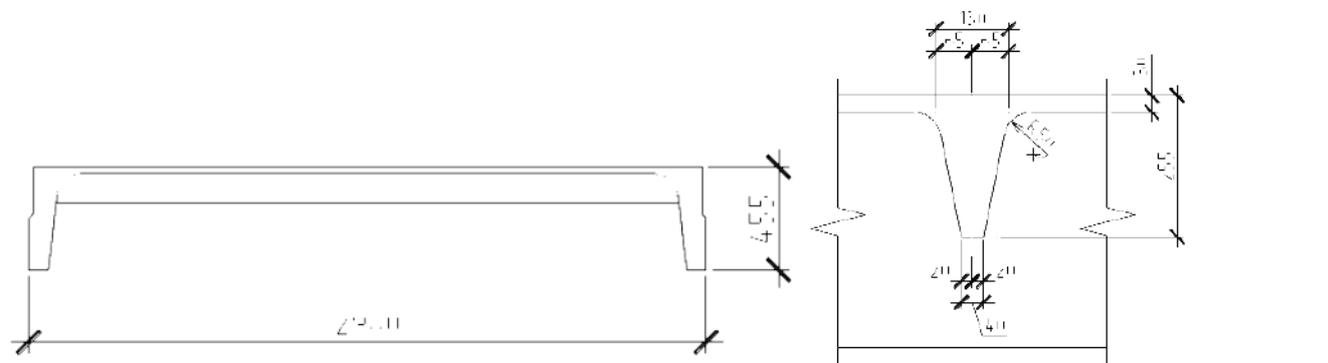
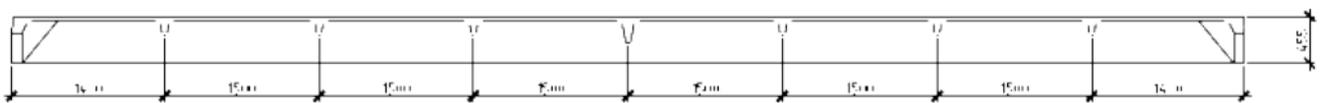
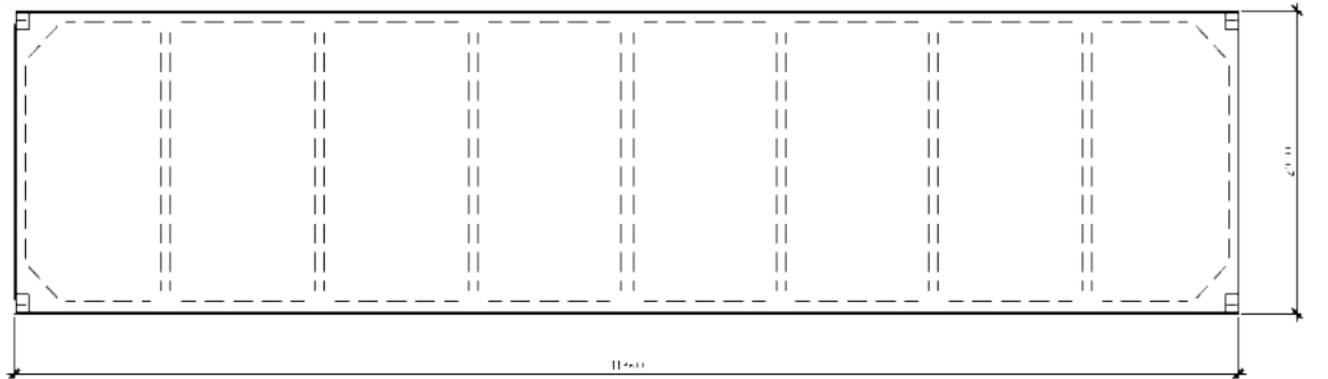


Рисунок 2.2. Опалубне креслення плити покриття

Плита

виготовляється із важкого бетону класу

S30/35 за поточно-агрегатною технологією з електротермічним натягом арматури

на упори форм. Бетон підлягає тепловій обробці при атмосферному тиску. Розрахункові характеристики бетону при коефіцієнті умов роботи $\gamma_{c2}=0,9$; $f_{cd}=0,9 \cdot 19,5=17,55 \text{ МПа}$; $f_{ck,prism}=25,5 \text{ МПа}$; $f_{ck,0.05}=0,9 \cdot 2=1,8 \text{ МПа}$; $f_{ctk}=1,95 \text{ МПа}$; $E_{cm}=345$

Напружена арматура поздовжніх ребер прийнята стержнева із термічно зміцненої арматурної сталі класу А600 ($f_{yd}=680 \text{ МПа}$; $f_{yk}=785 \text{ МПа}$; $E_s=19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$).

В ребрах панелі встановлюються зварні каркаси з довгими стержнями класу А400 (при $d \geq 25 \text{ мм}$) та з високим межуванням класу В500 з верхніми і поперечними стержнями із арматури класу В500 (при $d=5 \text{ мм}$ $f_{yd}=360 \text{ МПа}$; $f_{ywd}=260 \text{ МПа}$; $E_s=17 \cdot 10^4 \text{ МПа}$).

Полка плити армується зварними рулонними сітками із арматурної проволочки класу В500 (при $d=4 \text{ мм}$ $f_{yd}=365 \text{ МПа}$; $E_s=17 \cdot 10^4 \text{ МПа}$).

Петлі для піднімання плити прийняті із арматурної сталі класу А240 і встановлюються по кінцях поздовжніх ребер.

До тріщиностійкості плити в цілому та її окремих елементів висуваються вимоги 3-ої категорії.

Навантаження на 1 м^2 поверхні плити наведені в табл. 2.1.

Таблиця 2.11. Збір навантажень на ребристу плиту покриття.

№ п/п	Найменування навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кПа
Постійне навантаження				
1	1 шар руберойду Акваізол АПП-СХ-4,0-П	0,04	1,2	0,048
2	3 шари руберойду Акваізол СХ-2,5 - 3	0,07	1,2	0,084
3	Цементно-піщана стяжка товщиною 15 мм	0,27	1,3	0,351
4	Утеплювач ROCKWOOL DACHROCK товщиною 100 мм	1,47	1,2	1,764
5	Пароізоляція - 1 шар руберойду	0,04	1,2	0,048
6	Особиста вага залізобетонної плити	1,69	1,1	1,859
7	Бетон замоноличування швів	0,2	1,1	0,22
Разом постійне навантаження:		3,78		4,374
Тимчасове навантаження				
Снігове навантаження		1,36	1,14	1,55
в тому числі квазіпостійне		0,435	1,14	0,496

№ п/п	Найменування навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кПа
	короткочасне	0,925	1,14	1,054
	Повне навантаження	5,14		5,924
	в тому числі постійне і квазіпостійне	4,215		4,87

			Розрахунок полки плити	Лист
			КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст	24
кум	Підпис	Дата	Напружено-деформований стан ребристої плити	в цілому має складний

характер, тому в розрахунках плиту розчленовують на окремі елементи – полку, поперечні та поздовжні ребра – і розраховують їх як самостійні елементи. Полка представляє собою однорядну багатопрогонову плиту, обрамлену по контуру ребрами (рис. 2.1). При співвідношенні розрахункових прольотів в світу $\frac{l_1}{l_2} = \frac{2710}{1400} = 1,94 < 2$, кожна комірка полки працює на місцевий згин в двох напрямках (рис. 2.2). Середні плити розглядаються як плити, що зацемлені по контуру, крайні – як плити, що зацемлені по трьох сторонах і вільно обперті на торцеві ребра.

Особиста вага 1 м² полки: $0,03 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,784$ кПа, тоді на вантаження на 1 м² полки:

постійне $g = 0,048 + 0,084 + 0,351 + 1,764 + 0,048 + 0,784 = 3,079$ кПа;

тимчасове $v = 1,55$ кПа;

повне $g + v = 3,079 + 1,55 = 4,629$ кПа

Згинальні моменти в полці визначаємо за методикою граничної рівноваги.

$$\frac{q l_1^2}{12} (3 l_2 - l_1) = l_2 (2 M_1 + 2 M_1') + l_1 (2 M_2 + 2 M_2')$$

Користуючись наведеними в довідковій літературі співвідношеннями моментів, зводимо наведене рівняння рівноваги до рівняння з одним невідомим:

при:

$$\frac{l_2}{l_1} = 1,94 \rightarrow \frac{M_2}{M_1} = 0,458; \frac{M_1'}{M_1} = 1,88; \frac{M_2'}{M_1} = 0,684$$

В такому випадку рівняння рівноваги прийме вигляд

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = 5,76 M_1 l_2 + 2,284 M_1 l_1$$

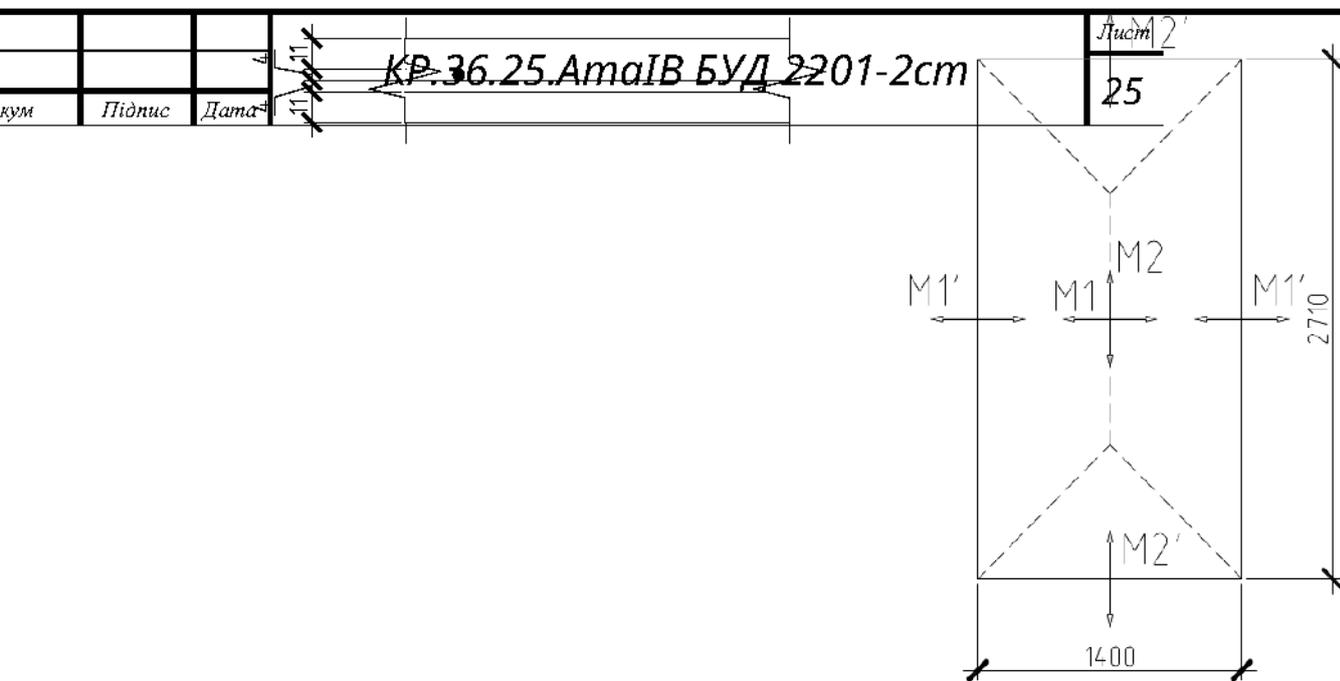
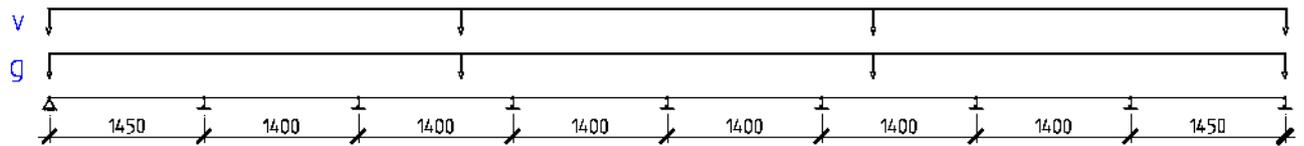


Рисунок 2.3. До розрахунку полки і поперечного ребра

Звідки

$$M_1 = \frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12(5,76l_2 + 2,284l_1)} = \frac{5,063 \cdot 1,4^2(3 \cdot 2,71 - 1,4)}{12(5,76 \cdot 2,71 + 2,284 \cdot 1,4)} = 0,296 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$$

$$M_2 = 0,458 M_1 = 0,458 \cdot 0,296 = 0,136 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$$

$$M_1' = 1,88 M_1 = 1,88 \cdot 0,296 = 0,556 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$$

$$M_2' = 0,684 M_1 = 0,684 \cdot 0,296 = 0,202 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$$

Арматуру на 1 м погонний підбираємо як для елемента прямокутного перерізу з одинарним армуванням, що зазнає згин.

Робоча висота полки при товщині захисного шару бетону 11 мм і арматурі діаметром 4 мм (рис. 2.2):

$$- \text{ в напрямку } l_1 - d_1 = h'_f - a_s = 30 - \left(11 + \frac{4}{2}\right) = 17 \text{ мм}$$

- в напрямку $l_2 - d_2 = h_{01} - d = 17 - 4 = 13 \text{ мм}$

$$\alpha_{m1} = \frac{M_1'}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} = \frac{0,556 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1000 \cdot 17^2} = 0,11$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M_2'}{f_{cd} \cdot b \cdot d_2^2} = \frac{0,202 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1000 \cdot 13^2} = 0,068$$

у відповідності до таблиці

			$\zeta_1 = 0,9417$	Лист
			$\zeta_2 = 0,9646$	
к/м	Підпис	Дата	КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2см	
				26

Площа перерізу арматури на 1 м погонний полки:

в напрямку l_1

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot \zeta_1 \cdot d_1} = \frac{0,556 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,9417 \cdot 17} = 95,1 \frac{\text{мм}^2}{\text{м}}$$

в напрямку l_2

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} \cdot \zeta_2 \cdot d_2} = \frac{0,202 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,9646 \cdot 13} = 44,1 \frac{\text{мм}^2}{\text{м}}$$

У відповідності до розрахунку приймаємо

в напрямку l_1

Ø 4 В500 з кроком 125 мм із розрахунку 8 шт/м з $A_s = 1,01 \text{ см}^2$

в напрямку l_2

Ø 4 В500 з кроком 250 мм із розрахунку 4 шт/м з $A_s = 0,50 \text{ см}^2$

Розрахунок середнього поперечного ребра

Зазвичай виконуються лише розрахунки міцності нормальних і похилих перерізів, із яких визначається поздовжнє і поперечне армування. Розрахункову схему поперечного ребра можна прийняти у вигляді однопролітної вільно обпертої балки розрахунковим прогоном $l_0 = 2940 - 115 = 2825 \text{ мм}$, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від особистої ваги ребра

$$g = \left[\frac{(0,255 - 0,03) \cdot (0,04 + 0,13)}{2} \right] \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

та трикутного навантаження від полки з максимальною ординатою

$$q_{\max} = (3,079 + 1,55) \cdot 1,5 = 7,59 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Зусилля при такій схемі завантаження

$$M = \frac{q_{max} \cdot l_0^2}{12} + \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,59 \cdot 2,825^2}{12} + \frac{0,5 \cdot 2,825^2}{8} = 5,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q_{max} \cdot l_0}{4} + \frac{g \cdot l_0}{2} = \frac{7,59 \cdot 2,825}{4} + \frac{0,5 \cdot 2,825}{2} = 6,07 \text{ кН}$$

Поперечне ребро монолітно зв'язане з полкою, тому його розрахунковий переріз розглядаємо як тавровий з середньою шириною ребра $b = \frac{130+40}{2} = 85 \text{ мм}$,

			КВ 36,25 Ата ІВ БУД 2201-2ст	Лист
кум	Підпис	Дата	розрахунковою шириною $b_{eff} = 1027 \text{ мм}$ $l_1 = 2825 \text{ мм}$ $l_2 = 1500 \text{ мм}$ і товщиною	27

полки $h_f = 30 \text{ мм}$

Розрахунок міцності за нормальними перерізами.

Робоча висота перерізу при арматурі перерізом до 20 мм і захисному шарі 20 мм:

$$d = h - a_s = 255 - \left(20 + \frac{20}{2} \right) = 225 \text{ мм}$$

Перевіряємо розташування нижньої межі стиснутої зони:

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h_f (d - 0,5 h_f) = 17,55 \cdot 1027 \cdot 30 \cdot (225 - 0,5 \cdot 30) = 114 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 114 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 5,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Межа стиснутої зони розташовується в полці і армування підбирається як для прямокутного перерізу з розмірами $b = b_{eff} = 1027 \text{ мм}$ і $h = 255 \text{ мм}$

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{5,55 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1027 \cdot 225^2} = 0,006$$

$$\zeta = 0,997$$

Необхідна площа перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{5,55 \cdot 10^6}{0,997 \cdot 365 \cdot 225} = 67,8 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 1Ø10 А400 ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$)

Розрахунок міцності похилих перерізів.

Перевіряємо необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури:

~~$$Q_{max} = 6,07 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q_{c,max} = 2,5 f_{ctd} b h_0 = 2,5 \cdot 1,17 \cdot 85 \cdot 225 = 55,9 \cdot 10^3 \text{ Н}$$~~

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 6,07 - 6,45 \cdot 0,563 = 2,44 \text{ кН} < Q_{ca} = \varphi_{c4} \cdot (1 + \varphi_n) \frac{f_{ctd} b h_0^2}{c} = 1,5 \cdot (1 + 0) \frac{1,17 \cdot 85 \cdot 225^2}{563} = 134$$

$$\text{де } q_1 = \left(g + \frac{v}{2} \right) \cdot (l_2 + b) = \left(3,079 + \frac{1,984}{2} \right) \cdot (1,5 + 0,085) = 6,45 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$c = 2,5 \quad d = 2,5 \cdot 225 = 563 \text{ мм} \quad \varphi_{c4} = 1,5 \text{ — для важкого бетону, } \varphi_n = 0$$

Оскільки $Q_{\max} = 6,07 \text{ кН} < Q_{c, \max} = 55,9 \text{ кН}$ і $Q = 2,44 \text{ кН} < Q_{cu} = 13,41 \text{ кН}$, поперечна арматура із розрахунку не потрібна і її призначаємо із конструктивних вимог.

Приймаємо поперечні стержні на опорі $\varnothing 5 \text{ В500}$ з кроком $s = 100 \text{ мм}$, в прольоті $\varnothing 5$

		3500	з кроком $s = 200 \text{ мм}$	Лист
к/м	Підпис	Дата	Розрахунок проміжного поперечного ребра	28

Розрахункову схему приймаємо у вигляді однопролітної вільно обпертої балки розрахунковим прогоном $l_0 = 2940 - 115 = 2825 \text{ мм}$, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від особистої ваги ребра

$$g = \left[\frac{(0,255 - 0,03) \cdot (0,04 + 0,13)}{2} \right] \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

та трикутного навантаження від полки з максимальною ординатою

$$q_{\max} = (3,079 + 1,984) \cdot 1,5 = 7,59 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Зусилля при такій схемі завантаження

$$M = \frac{q_{\max} \cdot l_0^2}{12} + \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,59 \cdot 2,825^2}{12} + \frac{0,5 \cdot 2,825^2}{8} = 5,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q_{\max} \cdot l_0}{4} + \frac{g \cdot l_0}{2} = \frac{7,59 \cdot 2,825}{4} + \frac{0,5 \cdot 2,825}{2} = 6,07 \text{ кН}$$

Поперечне ребро монолітно зв'язане з полкою, тому його розрахунковий переріз розглядаємо як тавровий з середньою шириною ребра $b = \frac{90 + 50}{2} = 70 \text{ мм}$,

розрахунковою шириною полки $b_{\text{eff}} = \frac{l_0}{3} + b = \frac{2825}{3} + 70 = 1012 \text{ мм} < l_2 = 1500 \text{ мм}$ і товщиною

полки $h_f = 30 \text{ мм}$

Розрахунок міцності за нормальними перерізами.

Робоча висота перерізу при арматурі перерізом до 10 мм і захисному шарі 20 мм:

$$d = h - a_s = 150 - \left(20 + \frac{10}{2} \right) = 125 \text{ мм}$$

Перевіряємо розташування нижньої межі стиснутої зони:

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h_f (d - 0,5 h_f) = 17,55 \cdot 1012 \cdot 30 \cdot (125 - 0,5 \cdot 30) = 58,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 58,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 5,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Межа стиснутої зони розташовується в полці і армування підбирається як для прямокутного перерізу з розмірами $b = b'_f = 1027 \text{ мм}$ і $h = 255 \text{ мм}$

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{5,55 \cdot 10^6}{17,5 \cdot 1012 \cdot 125^2} = 0,02$$

$$\zeta = 0,99$$

Необхідна площа перерізу робочої арматури:

КР.36.25.АпдВ50Д220Г2стп

Лист

29

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{5,55 \cdot 10^6}{0,99 \cdot 365 \cdot 125} = 122,9 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 1Ø14 А400 ($A_s = 1,539 \text{ см}^2$)

Розрахунок міцності похилих перерізів.

Перевіряємо необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури:

$$Q_{max} = 6,07 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q_{c, max} = 2,5 f_{ctd} b h_0 = 2,5 \cdot 1,17 \cdot 70 \cdot 125 = 25,6 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 6,07 - 6,39 \cdot 0,313 = 4,07 \text{ кН} < Q_{cu} = \varphi_{b,4} \cdot (1 + \varphi_n) \frac{f_{ctd} b h_0^2}{c} = 1,5 \cdot (1 + 0) \frac{1,17 \cdot 70 \cdot 125^2}{313} = 613$$

$$\text{де } q_1 = \left(g + \frac{v}{2} \right) \cdot (l_2 + b) = \left(3,079 + \frac{1,984}{2} \right) \cdot (1,5 + 0,07) = 6,39 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$c = 2,5 h_0 = 2,5 \cdot 125 = 313 \text{ мм } \varphi_{c,4} = 1,5 \text{ – для важкого бетону, } \varphi_n = 0$$

Оскільки $Q_{max} = 6,07 \text{ кН} < Q_{c, max} = 25,6 \text{ кН}$ і $Q = 4,07 \text{ кН} < Q_{cu} = 6,13 \text{ кН}$, поперечна арматура із розрахунку не потрібна і її призначаємо із конструктивних вимог. Приймаємо поперечні стержні на опорі Ø5 В500 з кроком $s = 100 \text{ мм}$, в прольоті Ø5 В500 з кроком $s = 200 \text{ мм}$.

Розрахунок поздовжніх ребер по першій групі граничних станів

Плита розраховується по I-й і II-й групам граничних станів. Розрахункова схема прийнята у вигляді однопрогонової вільно обпертої балки, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахунковий проліт:

$$l_0 = l_n - 2a - c = 12000 - 2 \cdot 20 - 100 = 11860 \text{ мм}$$

де $l_n = 12000 \text{ мм}$ – номінальний проліт плити;

$a = 20 \text{ мм}$ – зазор між плитою і стіною, необхідний для монтажу;

$c = 100 \text{ мм}$ – глибина обпирання плити на стіну.

$l_{con} = l_n - 2a = 12000 - 2 \cdot 20 = 11960 \text{ мм}$ – конструктивна довжина панелі.

Визначення погонних навантажень і розрахункових зусиль.

Шириною вантажної площі для панелі є її номінальна ширина, тобто 3 м.

Визначення погонних навантажень і розрахункових зусиль від них наведено відповідно в табл. 2.2 і 2.3

			Лист
Таблиця 2.25. Акти в БУД 2201-2011			30
к/м	Підпис	Дата	
Вид навантаження			Характеристичне навантаження, кН/м
Розрахункове навантаження; кН/м			
<i>Постійне навантаження</i>			
без врахування особистої ваги плити покриття			$1,89 \cdot 3 = 5,67$
особиста вага плити покриття			$1,89 \cdot 3 = 5,67$
Разом постійне навантаження			11,34
<i>Тимчасове навантаження</i>			
Тимчасове снігове навантаження			$1,74 \cdot 3 = 5,22$
в т.ч. квазіпостійне			$0,536 \cdot 3 = 1,61$
<i>Повне навантаження</i>			
в т.ч. постійне+квазіпостійне			12,95
			19,08
			14,96

Таблиця 2.13. Розрахункові зусилля в плиті перекриття.

Вид навантаження	Зусилля	Розмірні	Величини зусиль	
			нормативні	розрахункові
Постійне	M	кН·м	$(11,34 \cdot 11,86^2)/8 = 199,38$	$(13,13 \cdot 11,86^2)/8 = 230,86$
	Q	кН	$(11,34 \cdot 11,86)/2 = 67,25$	$(13,13 \cdot 11,86)/2 = 77,86$
В т.ч. особиста вага	M	кН·м	$(5,67 \cdot 11,86^2)/8 = 99,69$	$(6,24 \cdot 11,86^2)/8 = 109,71$
	Q	кН	$(5,67 \cdot 11,86)/2 = 33,62$	$(6,24 \cdot 11,86)/2 = 37,0$
Тимчасове	M	кН·м	$(5,22 \cdot 11,86^2)/8 = 91,78$	$(5,95 \cdot 11,86^2)/8 = 104,62$
	Q	кН	$(5,22 \cdot 11,86)/2 = 30,95$	$(5,95 \cdot 11,86)/2 = 35,28$
в т.ч. квазіпостійне	M	кН·м	$(1,61 \cdot 11,86^2)/8 = 28,31$	$(1,83 \cdot 11,86^2)/8 = 32,18$
	Q	кН	$(1,61 \cdot 11,86)/2 = 9,55$	$(1,83 \cdot 11,86)/2 = 10,85$
Повне	M	кН·м	$(16,56 \cdot 11,86^2)/8 = 291,2$	$(19,08 \cdot 11,86^2)/8 = 335,47$
	Q	кН	$(16,56 \cdot 11,86)/2 = 98,2$	$(19,08 \cdot 11,86)/2 = 113,14$
в т.ч. постійне+квазіпостійне	M	кН·м	$(12,95 \cdot 11,86^2)/8 = 227,69$	$(14,96 \cdot 11,86^2)/8 = 263,03$
	Q	кН	$(12,95 \cdot 11,86)/2 = 76,79$	$(14,96 \cdot 11,86)/2 = 88,71$

Підбір площі перерізу попередньо напруженої арматури.

Фактичний П-подібний переріз плити приводимо до еквівалентного таврового перерізу висотою $h = 455 \text{ мм}$ і середньою шириною ребер

$b = 2 \cdot \frac{(115 + 85)}{2} = 200 \text{ мм}$. Розрахункова ширина стиснутої полки при $\frac{h_f}{h} = \frac{30}{455} = 0,07 < 0,1$

приймається рівною $6h_f = 6 \cdot 30 = 180 \text{ мм} < b = 200 \text{ мм}$, в такому випадку переріз розглядаємо як прямокутній, без врахування полки в стиснутій зоні. Відстань від нижньої грані плити до центру ваги арматури призначаємо 35 мм, що забезпечить захисний шар бетону, в такому випадку робоча висота перерізу складатиме $d = 455 - 35 = 420 \text{ мм}$

Гранична відносна висота стиснутої зони

				Лист
			КР.36.25.АтаІВ Буд 2201-2см ^{0,71}	37
к/м	Підпис	Дата		0,481

де $\omega = \alpha - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71$

$$\sigma_{sR} = f_{pd} + 400 - (\gamma_{sp} \sigma_{sp2} + \Delta \sigma_{sp}) = 680 + 400 - 0,6 \cdot 680 = 672 \text{ Мпа};$$

$$\text{тут } (\gamma_{sp} \sigma_{sp2} + \Delta \sigma_{sp}) = 0,6 f_{pd}$$

Визначаємо коефіцієнт α_R

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,481 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,481) = 0,365$$

Визначаємо коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{335,47 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,541$$

При $\alpha_m > \alpha_R$ в стиснутій зоні необхідно розташовувати робочу арматуру.

Площу робочої стиснутої арматури визначаємо за формулою:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R f_{cd} b d^2}{f_{yk} (h_0 - a'_s)} = \frac{335,47 \cdot 10^6 - 0,365 \cdot 17,55 \cdot 200 \cdot 420^2}{365 \cdot (420 - 20)} = 750 \text{ мм}^2$$

У відповідності до сортаменту арматури приймаємо $2\text{Ø}22 \text{ А400}$ з $A'_s = 7,6 \text{ см}^2$

Перераховуємо коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M - f_{yk} A'_s (d - d')}{f_{cd} b d^2} = \frac{335,47 \cdot 10^6 - 365 \cdot 760 \cdot (420 - 20)}{17,55 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,362$$

При $\alpha_m < \alpha_R$ визначаємо відносну висоту стиснутої зони

$$\xi = 0,475$$

Визначаємо коефіцієнт γ_{s6} за формулою

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta$$

η – коефіцієнт, що для арматури класу А600 приймається рівним 1,15, тоді

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \left(2 \cdot \frac{0,475}{0,481} - 1 \right) = 1,004 \leq 1,15$$

Робочу попередньо напружену арматуру визначаємо за формулою:

$$A_{sp} = \frac{\xi f_{cd} b h_0 + f_{yd} A'_s}{\gamma_{s6} f_{pd}} = \frac{0,475 \cdot 17,55 \cdot 200 \cdot 420 + 365 \cdot 760}{1,004 \cdot 680} = 1432 \text{ мм}^2$$

Із сортаменту арматури приймаємо 4Ø22 А600 з $A_{sp} = 15,2 \text{ см}^2$

к/м	Підпис	Дата	Визначення геометричних характеристик приведенного перерізу КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2см
			Для визначення втрат попереднього напруження, розрахунків за тріщиноутворенням деформаціями необхідні такі геометричні характеристики попереднього напруження, як площа A_{red} , момент інерції I_{red} , момент опору W_{red} та деякі інші. Для їх визначення використовуємо еквівалентний переріз плити з урахуванням попередньо напруженої арматури $A_{sp} = 1520 \text{ мм}^2$, поздовжніх стержнів каркасів ребер (зверху 2Ø22 А400 з $A_s = 760 \text{ мм}^2$, знизу 2Ø10 А400 з $A_s = 157 \text{ мм}^2$), поздовжніх стержнів сітки в полиці 23Ø4 В500 з $A_s = 290 \text{ мм}^2$

Площа приведенного перерізу

$$A_{red} = A_b + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_s A_s + \alpha'_s A'_s = 200 \cdot 455 + 6,13 \cdot 1520 + 6,45 \cdot 157 + 6,45 \cdot 760 + 5,48 \cdot 290 = 107821 \text{ мм}^2$$

$$\text{де } \alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{190000}{31000} = 6,13 \text{ – для арматури класу А600}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{31000} = 6,45 \text{ – для арматури класу А400}$$

$$\alpha'_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{31000} = 5,48 \text{ – для арматури класу В500}$$

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої грані ПЛИТИ:

$$S_{red} = S_b + \alpha_{sp} S_{sp} + \alpha_s S_s + \alpha'_s S'_s = 91000 \cdot \frac{455}{2} + 6,13 \cdot 1520 \cdot 61 + 6,45 \cdot 157 \cdot 30 + 6,45 \cdot 760 \cdot 425 + 5,48 \cdot 290$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу відповідно до нижньої і верхньої грані плити:

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{24083851}{107821} = 223 \text{ мм}$$

$$h - y_{red} = 455 - 223 = 232 \text{ мм}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центру ваги:

$$I_{red} = \frac{200 \cdot 455^3}{12} + 91000 \cdot \left(232 - \frac{455}{2}\right)^2 + 6,13 \cdot 1520 \cdot (223 - 61)^2 + 6,45 \cdot 157 \cdot (223 - 30)^2 + 6,45 \cdot 760 \cdot (232 - 30)^2$$

Момент опору перерізу для крайнього нижнього волокна

$$W_{red,b} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{2129 \cdot 10^6}{223} = 9,55 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Те ж, з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону:

			$W_{pl,b} = \gamma \cdot W_{red,b} = 1,75 \cdot 9,55 \cdot 10^6 = 16,71 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$
			КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст
кум	Підпис	Дата	де $\gamma = 1,75$ – для прямокутного перерізу 33

Момент опору для крайнього верхнього волокна:

$$W_{red,t} = \frac{I_{red}}{h - y_{red}} = \frac{2129 \cdot 10^6}{232} = 9,18 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Те ж, з урахуванням непружних деформацій бетону:

$$W_{pl,t} = \gamma \cdot W_{red,t} = 1,75 \cdot 9,18 \cdot 10^6 = 16,07 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Відстань від центра ваги до ядрових точок приведенного перерізу:

- верхньої – $r = \frac{W'_{red}}{A_{red}} = \frac{16,71 \cdot 10^6}{107821} = 155 \text{ мм}$

- нижньої – $r' = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{16,07 \cdot 10^6}{107821} = 149 \text{ мм}$

Відстань від центра ваги приведенного перерізу плити до центрів ваги арматурних стержнів, що розташовані в поздовжніх ребрах і полиці:

- напружених $- y_{sp} = y_{red} - a_p = 223 - 61 = 162 \text{ мм}$
- ненапружених нижніх $- y_s = y_{red} - a_s = 223 - 30 = 193 \text{ мм}$
- ненапружених верхніх $- y'_s = h - y_{red} - a'_s = 232 - 30 = 202 \text{ мм}$
- поздовжніх в полиці $- y'_{s2} = h - y_{red} - h_{02} = 232 - 15 = 217 \text{ мм}$

Визначення втрат попереднього напруження

Максимально припустиму величину початкового попереднього напруження арматури (без врахування втрат) приймаємо за формулою:

$$\sigma_p = f_{yk} - p = 785 - 60 = 725 \text{ МПа}$$

де $p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{11,96} = 60 \text{ МПа}$ – припустиме відхилення попереднього

напруження при електротермічному способі натягу арматури;

$l=11,96\text{ м}$ – довжина арматурного стержня, що натягується, яка приблизно дорівнює довжині плити при розташуванні упорів безпосередньо на формі.

Втрати попереднього напруження визначаємо для двох характерних перерізів: в середині прольоту плити і в кінці зони передавання напружень на бетон.

Сумарна сила первинного напруження $P_1 = \sigma_p \cdot A_p = 72,5 \cdot 15,2 = 1102\text{ кН}$

			Лист
			34
Миттєві витрати	КР-36-25.АтаІВ БУД 2201-2см		
кум	Підпис	Дата	

- від релаксації

$$\Delta P_r = A_p \left(\frac{0,22 \sigma_p}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_p = 15,2 \cdot \left(\frac{0,22 \cdot 72,5}{57,5} - 0,1 \right) \cdot 72,5 = 195,5\text{ кН}$$

- від впливу температури

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c \Delta T = 0,5 \cdot 15,2 \cdot 19000 \cdot 0,000012 \cdot 65 = 112,6\text{ кН}$$

- від деформації анкерних пристроїв ($\Delta l = 2\text{ мм}$)

$$\Delta P_{sl} = \frac{\Delta l \cdot E_p \cdot A_p}{l} = \frac{0,2 \cdot 19000 \cdot 15,2}{1196} = 48,3\text{ кН}$$

- від миттєвої деформації бетону

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 15,2 \cdot 19000 \cdot \left[\frac{0,375 \cdot 2,85}{3450} \right] = 89,5\text{ кН}$$

$$j = \frac{n-1}{2n} = \frac{4-1}{2 \cdot 4} = 0,375$$

Зміна напружень у бетоні на рівні арматури

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P e_{0p}^2}{I_{red}} = \frac{1102}{1078,21} + \frac{1102 \cdot 18,8^2}{212900} = 2,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Сума миттєвих витрат

$$\Delta P = 195,5 + 112,6 + 48,3 + 89,5 = 445,9\text{ кН}$$

Втрата миттєвих напружень $\Delta \sigma_t = \frac{445,9}{15,2} = 29,34 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$

Втрати в експлуатаційному режимі від усадки і повзучості:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_s E_p + 0,8 \Delta \sigma_p + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(\infty, t) \sigma_{sp}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} e_{0p}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(\infty, t)]}$$

Сумарну деформацію усадки (усихання і внутрішня усадка) дозволено приймати в межах 0,00035...0,0005, приймаємо $\varepsilon_{cs}=0,0004$

Напруження в бетоні від зовнішнього навантаження та попереднього напруження

$$\sigma_{c,QP} = \Delta\sigma_c(t) - \frac{M e_{op}}{I_{red}} = 2,85 - \frac{3354,7 \cdot 18,8}{212900} = 2,55 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

			КР.36.25.АтаІВ Буд-2201-2ст $\Delta P_{c+s+r} = 15,2 \cdot \frac{195,5}{15,2} = 12,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$	Лист
кум	Підпис	Дата		35

$$\Delta P_{c+s+r} = 15,2 \cdot \frac{0,0004 \cdot 19000 + 0,8 \cdot 12,9 + \frac{19000}{3450} \cdot 1,5 \cdot 2,55}{1 + \frac{19000 \cdot 15,2}{3450 \cdot 910} \left(1 + \frac{910}{156994} \cdot 18,8^2 \right) [1 + 0,8 \cdot 1,5]} = 366,6 \text{ кН}$$

З урахуванням всіх втрат кінцева сила обтиску бетону

$$P = 1102 - 445,9 - 366,6 = 289,5 \text{ кН}$$

Сума втрат досягає 74 %

Перевірка міцності нормальних перерізів

Виконується для стадії виготовлення, транспортування, монтажу і експлуатації.

Стадія виготовлення.

Нормальні перерізи плити перевіряють на позацентрове стиснення, для чого розглядається зусилля обтиснення P_1 , як зовнішньо прикладене зусилля N_p . Перевірку виконуємо для перерізу в кінці довжини зони передачі напружень, де руйнуючий вплив особистої ваги плити найменшій.

В найбільш обтиснутій зоні перерізу розташовані стержні напруженої арматури $4\varnothing 22 \text{ A600}$ ($A'_{sp} = 15,2 \text{ см}^2, a'_p = 61 \text{ мм}$), і $2\varnothing 10 \text{ A400}$ ($A_s = 157 \text{ мм}^2, a'_s = 30 \text{ мм}$), в менш обтиснутій зоні поздовжні стержні сіток полки $23\varnothing 4 \text{ Вр-I}$ і верхні стержні каркасів поздовжніх ребер $2\varnothing 22 \text{ A400}$ ($A_s = 760 \text{ мм}^2, a_s = 30 \text{ мм}$).

Положення розтягнутої арматури

$$a = \frac{a_s A_s + a'_s A'_s}{A_s + A'_s} = \frac{30 \cdot 760 + 15 \cdot 290}{760 + 290} = 26 \text{ мм}$$

Робоча висота перерізу плити $d = 455 - 26 = 429 \text{ мм}$; відстань від стиснутої грані до центра ваги всієї арматури в найбільш обтисненій зоні перерізу

$$a' = \frac{a'_p A'_{sp} + a'_s A'_s}{A'_{sp} + A'_s} = \frac{61 \cdot 1520 + 30 \cdot 157}{1520 + 157} = 58 \text{ мм}$$

Розрахунковий опір бетону стисненню в стадії виготовлення приймається для класу бетону, що чисельно дорівнює передаточній міцності f_{cdp} з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{bb} = 1,2$:

$$f_{cdp} = 1,2 \cdot 16 = 19,2 \text{ МПа}$$

			1. Коефіцієнт умов роботи γ_{sp}	Лист
			кр. 36.25 Арматура ВУД 2201-2cm	36
к.ум	Підпис	Дата	$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta \gamma_{sp}$	

$$\text{де } \Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp2}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{60}{544} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}} \right) = 0,08 < 0,1$$

$\sigma_{sp2} = 544 \text{ МПа}$ – попереднє напруження з урахуванням втрат;

$p = 60 \text{ МПа}$ – припустиме відхилення величини σ_{sp2}

$n_p = 4$ – кількість напружених стержнів

Приймаємо $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$; тоді $\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$ і $\gamma'_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$

2. Зусилля обтиснення в стадії виготовлення

$$N_p = [\gamma'_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{t1}) - 330] A'_{sp} = [1,1 \cdot (725 - 48,8) - 330] \cdot 1520 = 629 \text{ кН}$$

3. Ексцентриситет поздовжнього зусилля

$$e = d - a' - \frac{M_w}{N_p} = 429 - 58 - \frac{10,4 \cdot 10^6}{629 \cdot 10^3} = 354 \text{ мм}$$

4. Оскільки ширина поздовжніх ребер є величина змінна, приблизно приймаємо її на рівні центру ваги напруженої арматури по кресленням

$$b = 2 \cdot 91 = 182 \text{ мм}$$

5. Висота стиснутої зони бетону при відсутності напруженої арматури в розтягнутій зоні ($A_{sp} = 0$)

$$x = \frac{N_p + f_{yd} A_s - f_{yd} A'_s}{f_{cdp} b} = \frac{629 \cdot 10^3 + 365 \cdot 760 - 365 \cdot 157}{19,2 \cdot 182} = 243 \text{ мм}$$

$$6. \xi = \frac{x}{d} = \frac{243}{429} = 0,566 > \xi_R = 0,498$$

тут $\xi_R = 0,498$ – гранична відносна висота стиснутої зони бетону, прийнята для класу бетону С30/35

7. Несуча здатність перерізу в стадії обтиснення

$$M_u = \alpha_R f_{cdp} b d^2 + R_{sc} A'_s (d - a'_s) = 0,374 \cdot 19,2 \cdot 182 \cdot 429^2 + 365 \cdot 157 \cdot (429 - 30) = 263,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

$$\text{де } \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,498 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,498) = 0,374$$

8. Перевіряємо міцність перерізу

$$N_p e = 629 \cdot 10^3 \cdot 354 = 222,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < M_u = 263,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

тобто, міцність плити в стадії виготовлення забезпечена

Стадія експлуатації

Перевіряємо нормальний переріз в середині прольоту, де діє максимальний

			Перевіряємо нормальний переріз в середині прольоту, де діє максимальний	Лист
		визначальний момент $M = 263,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$	КВ.36.25 Арм.В-БУД 2201-2ст	37
кум	Підпис	Дата		

1. Відстань від розтягнутої грані перерізу до центра ваги всієї розтягнутої арматури $a = 58 \text{ мм}$ (визначалося в попередньому пункті)

2. Робоча висота перерізу $d = h - a = 455 - 58 = 397 \text{ мм}$

3. $\omega = 0,71$ (розрахунок полки плити)

4. $\sigma_{sp1} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5) = 0,9 \cdot (725 - 0 - 0 - 0) = 652,5 \text{ МПа}$

5. $\Delta \sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp1}}{f_{pd}} - 1200 = 1500 \cdot \frac{652,5}{680} - 1200 = 239 \text{ Мпа}$

6. $\sigma_{sR} = f_{pd} + 400 - \gamma_{sp} \sigma_{sp2} - \Delta \sigma_{sp} = 680 + 400 - 0,9 \cdot 569 - 239 = 329 \text{ МПа}$

7. $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ Мпа}$ при коефіцієнті роботи $\gamma_{b2} < 1$

8. Гранична відносна висота стиснутої зони бетону

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{329}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,576$$

9. Відносну висоту стиснутої зони для прямокутного перерізу визначаємо за формулою

$$\xi_1 = \frac{f_{pd} A_{sp} + f_{yd} A_s - f_{yd} A'_s}{f_{cd} b h_0} = \frac{680 \cdot 1520 + 365 \cdot 157 - 365 \cdot 760}{17,55 \cdot 182 \cdot 397} = 0,642$$

10. Несуча здатність нормальних перерізів плити при $\xi_1 = 0,642 > \xi_R = 0,576$ визначається за формулою:

$$M_u = \frac{\alpha_R + \alpha_m}{2} f_{cd} b d^2 + f_{yd} A'_s (d - a'_p)$$

де $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,576 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,576) = 0,41$

$\alpha_m = \xi_1 (1 - 0,5 \xi_1) = 0,642 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,642) = 0,436$

$$M_u = \frac{0,41 + 0,436}{2} \cdot 17,55 \cdot 182 \cdot 397^2 + 365 \cdot 760 \cdot (397 - 30) = 341,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 341,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Q_{sb} – поперечна сила, що сприймається сумісно хомутами і бетоном в розрахунковому похилому перерізі.

$$12. \varphi_f = 0$$

$$13. k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0 + 0,5 = 1,5$$

$$14. M_b = \varphi_{b2} k f_{ctd} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,17 \cdot 182 \cdot 397^2 = 100,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

$$15. Q_{b,min} = \varphi_{c3} k f_{ctd} b d = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,17 \cdot 182 \cdot 397 = 76,08 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

				Лист
			КР. 36.25. Арм. БУД. 2201-2ст	
к/м	Підпис	Дата	16. $q_{sw,min} = \frac{M_b}{2h_0} = \frac{100,7 \cdot 10^6}{2 \cdot 397} = 95,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}$	39

17. Інтенсивність поперечного армування при прийнятих діаметрі і кроці поперечних стержнів

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{260 \cdot 39}{100} = 101,4 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} > q_{sw,min} = 95,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}$$

$$18. c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{100,7 \cdot 10^6}{101,4}} = 997 \text{ мм}$$

$$19. q_1 = 16,11 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} < 0,56 q_{sw} = 0,56 \cdot 101,4 = 56,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}$$

$$20. c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + q_{sw}}} = \sqrt{\frac{100,7 \cdot 10^6}{16,11 + 101,4}} = 926 \text{ мм}$$

$$21. c = 926 \text{ мм} < c_{max} = \frac{\varphi_{c2}}{\varphi_{c3}} d = \frac{2}{0,6} \cdot 397 = 1323 \text{ мм}$$

$$22. Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{100,7 \cdot 10^6}{926} = 108,7 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{b,min} = 76,08 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

23. Оскільки $c_0 = 997 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 397 = 794 \text{ мм}$, приймаємо для розрахунку $c_0 = 2d = 2 \cdot 397 = 794 \text{ мм}$, що менше за $c = 926 \text{ мм}$

24. Несуча здатність розрахункового похилого перерізу по поперечній силі

$$Q_{sb} = Q_b + q_{sw} c_0 = 108,7 \cdot 10^3 + 101,4 \cdot 794 = 189,2 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

25. Розрахункова сила в кінці розрахункового похилого перерізу

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 113,14 \cdot 10^3 - 16,11 \cdot 926 = 98,22 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

26. Перевіряємо умову міцності

$$Q = 98,22 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q_{sb} = 189,2 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Умова виконується, тобто несуча здатність розрахункового похилого перерізу забезпечена.

Остаточно приймаємо поперечні стержні $\varnothing 5$ В500 з кроком 100 мм на приопорних ділянках довжиною $\frac{l_0}{4} = \frac{11,86}{4} = 2,97$ м, на іншій частині прольоту крок поперечних стержнів приймаємо рівним 200 мм.

Розрахунок по утворенню нормальних тріщин

Розрахунок виконується за для з'ясування необхідності перевірки розкриття

тріщин і варіанту розрахунку за деформаціями. Розрахунок виконують для стадії виготовлення і експлуатації. Навантаження приймають з коефіцієнтом надійності

$\gamma_f = 1$, коефіцієнт точності натягу $\gamma_f = 1$

Стадія виготовлення.

В цій стадії можливе утворення початкових тріщин на верхній грані плити внаслідок її вигину від позацентрового прикладення зусилля обтиснення P_1 . Перевіримо поживність появи початкових тріщин в перерізі посередині прольоту плити при розрахункових характеристиках бетону для класу, що чисельно дорівнює передаточній міцності f_{ctd} .

В даному перерізі діє зусилля обтиснення $P_1 = 1032809$ Н з ексцентриситетом $e_{0p1} = 162$ мм і момент від особистої ваги плити $M_w = 89,9 \cdot 10^6$ Н·мм. Початкові тріщини не утворюються, якщо виконується умова

$$P_1(e_{0p1} - r) - M_w \leq f_{ctk} \cdot W_{pl,t}$$

де $r = \varphi r_b$ – відстань від центра ваги перерізу до нижньої ядрової точки з урахуванням непружних деформацій стиснутого бетону.

Для визначення коефіцієнту φ вирахуємо напруження в крайньому стиснутому волокні бетону (в даному випадку нижньому)

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p1} - M_w}{W_{red,b}} = \frac{1032809}{107821} + \frac{1032809 \cdot 162 - 89,9 \cdot 10^6}{9,55 \cdot 10^6} = 17,7 \text{ МПа}$$

Тоді

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{f_{ctk}} = 1,6 - \frac{17,7}{20,6} = 0,74 > 0,7$$

і $r = 0,74 \cdot 149 = 110,3$ мм.

Тепер перевіряємо умову

$$1032809 \cdot (162 - 110,3) - 89,9 \cdot 10^6 = -36,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < 1,72 \cdot 16,07 \cdot 10^6 = 27,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Умова виконується, тобто початкові (верхні) тріщини не утворюються.

Стадія експлуатації.

В цій стадії посередині прольоту діють наступні зусилля:

- зусилля обтиснення $P_2 = 843795 \text{ Н}$ (при врахуванні всіх витат) з ексцентриситетом $e_{0p} = 161 \text{ мм}$;

момент від повного навантаження $M = 291,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (включаючи момент від			Лист
особистої ваги балки).			
KR 36.25.АтнІВБуд 2201-2ст			41
к/м	Підпис	Дата	

Тріщиностійкість перерізу забезпечена, якщо виконується умова

$$M \leq M_{crk}$$

де M_{crk} – момент, що сприймається нормальним перерізом при утворенні тріщин і який визначається за формулою

$$M_{crk} = f_{ctk} W_{pl,b} + M_{rp} = 1,95 \cdot 16,71 \cdot 10^6$$

тут M_{rp} – момент зусилля обтиснення P_2 відносно ядрової точки перерізу, що є найбільш віддалена від волокна, тріщиностійкість якого перевіряється

$$M_{rp} = P_2(e_{0p} + r)$$

При перевірці тріщиностійкості нижнього розтягнутого волокна найбільш віддаленою від нього буде верхня ядрова точка (рис. 2.3), відстань від якої до центра ваги перерізу визначимо як і вище

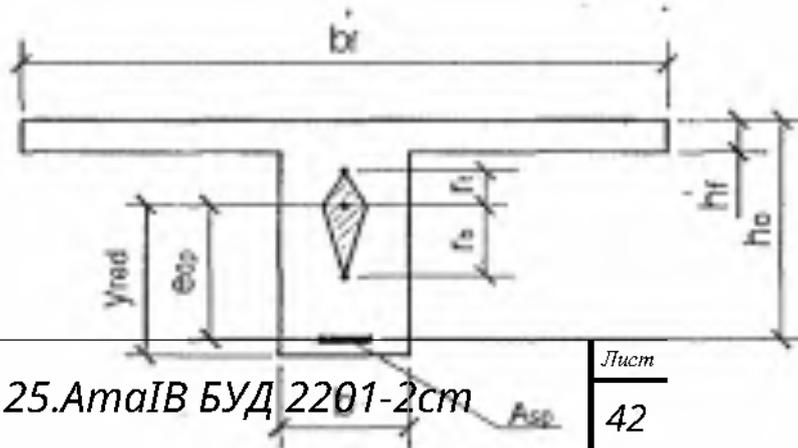
$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{0p} - M_w}{W_{red,t}} = \frac{843795}{107821} - \frac{843795 \cdot 161 - 291,2 \cdot 10^6}{9,18 \cdot 10^6} = 24,7 \text{ МПа}$$

- коефіцієнт, що враховує непружні деформації бетону:

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{24,7}{25,5} = 0,63 < 0,7, \text{ приймаємо } \varphi = 0,7$$

- відстань до верхньої ядрової точки

$$r = 0,7 \cdot 155 = 108,5 \text{ мм}$$



КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2см

Лист

42

Рисунок 2.4. До розрахунку тріщиностійкості нормальних перерізів плити

Момент зусилля обтиснення відносно верхньої ядрової точки:

$$M_{rp} = 843795 \cdot (161 + 108,5) = 227,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 227,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Перевіряємо умову

$$M = 291,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{cr} = 227,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

звідки робимо висновок, що при експлуатаційних навантаженнях на нижній (розтягнутій) грані перерізу плити утворюються нормальні до поздовжньої осі елементу тріщини і необхідно виконувати розрахунок ширини їх розкриття.

Розрахунок по утворенню похилих тріщин

Виконується для визначення необхідності розрахунку ширини розкриття похилих тріщин і зводиться до визначення головних розтягувальних σ_{mt} і головних стискаючих σ_{mc} напружень за формулами для двоосного напруженого стану.

Похилі тріщини не утворюються, якщо виконується умова

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}$$

де γ_{b4} – коефіцієнт, що враховує вплив двоосного напруженого стану (типу стиск-розтяг) на міцність бетону і визначається за емпіричною формулою

$$\gamma_{c4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{f_{ck}}}{0,2 + \alpha_b B}$$

Поява похилих тріщин найбільш імовірна в двох характерних перерізах, що розташовані на приопорних ділянках плити (рис. 2.4): переріз I-I у грані опори і переріз II-II в кінці зони передавання напружень з арматури на бетон.

Тріщиностійкість цих перерізів перевіряємо на рівні центра ваги, тобто при $y = y_{red} = 223 \text{ мм}$.



			<i>КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2см</i>	Лист
кум	Підпис	Дата		43



Рисунок 2.5. До розрахунку тріщиностійкості похилих перерізів

Оскільки між лінією дії опорної реакції і перерізами, що розглядаються, поперечне навантаження може бути відсутнім, для обох перерізів приймаємо $Q = Q_{max} = 98,2 \text{ кН}$. Зусилля обтиснення змінюється по довжині зони передачі напружень лінійно від нуля з початку зони до розрахункової величини в кінці і дорівнює

$$\text{в перерізі I-I: } P_2^I = P_2 \frac{l_x^I}{l_p} = 801933 \cdot \frac{100}{358} = 224003 \text{ Н}$$

$$\text{в перерізі II-II: } P_2^{II} = P_2 = 801933 \text{ Н, оскільки } l_x^{II} = l_p$$

Величини коефіцієнтів γ_f і γ_{sp} приймаються такими самими, як і при розрахунку по утворенню нормальних тріщин.

Головні напруження визначаються за формулою:

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm 0,5 \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

де σ_x – нормальні напруження в бетоні від зусилля обтиснення;

σ_y – те ж, від місцевої дії опорних реакцій, зосереджених сил і розподіленого навантаження;

τ_{xy}^{\square} – дотичні напруження від зовнішнього навантаження.

1. Нормальні напруження на рівні центра ваги перерізу:

$$\sigma_x^I = \frac{P_2^I}{A_{red}} = \frac{224003}{107821} = 2,08 \text{ МПа}$$

			КР.36.25.АтаІВ БУД 2209-2ст	$\frac{P_2^{II}}{A_{red}} = \frac{801933}{107821} = 7,44 \text{ МПа}$	Лист
к/м	Підпис	Дата			44

Оскільки визначені напруження стискаючи, то в формулу вони підставляються зі знаком «мінус».

2. Статичний момент приведеної площі частини перерізу, розташованої вище центру ваги, відносно нульової лінії:

$$S_{red} = 182 \cdot 232 \cdot \frac{232}{2} + 6,45 \cdot 760 \cdot (232 - 30) = 5,89 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

3. Дотичні напруження в перерізах I-I і II-II:

$$\tau_{xy}^I = \tau_{xy}^{II} = \frac{Q S_{red}}{b I_{red}} = \frac{98,2 \cdot 10^3 \cdot 5,89 \cdot 10^6}{182 \cdot 2129 \cdot 10^6} = 1,5 \text{ МПа}$$

4. Місцеві стискаючи напруження $\sigma_{y,loc}$ поблизу місця прикладення опорних реакцій плити:

переріз I-I

$$\sigma_{y,loc}^I = \frac{Q}{bh} \cdot \frac{2\beta^2}{\pi} \left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2} \right] = \frac{98,2 \cdot 10^3}{182 \cdot 455} \cdot \frac{2 \cdot 0,49^2}{3,14} \left[\frac{3-2 \cdot 0,49}{(1+0,0725^2)^2} - \frac{0,49}{(0,0725^2+0,49^2)^2} \right] = -1,113 \text{ МПа}$$

тут $\alpha = \frac{x^I}{h} = \frac{33}{455} = 0,0725$ і $\beta = \frac{y}{h} = \frac{223}{455} = 0,49$ – відносні координати точки, для якої

визначається напруження σ_y

переріз II-II

$$\sigma_{y,loc}^{II} = \frac{Q}{bh} \cdot \frac{2\beta^2}{\pi} \left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2} \right] = \frac{98,2 \cdot 10^3}{182 \cdot 455} \cdot \frac{2 \cdot 0,49^2}{3,14} \left[\frac{3-2 \cdot 0,49}{(1+0,6396^2)^2} - \frac{0,49}{(0,6396^2+0,49^2)^2} \right] = -0,026 \text{ МПа}$$

тут $\alpha = \frac{x^{II}}{h} = \frac{291}{455} = 0,6396$ і $\beta = 0,49$; знак «мінус» показує, що напруження $\sigma_{y,loc}$ в

обох перерізах стискаючи.

5. Головні розтягуючі і стискаючи напруження:

переріз I-I

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{-2,08 - 1,113}{2} \pm 0,5 \sqrt{(-2,08 + 1,113)^2 + 4 \cdot 1,5^2} = (-1,5965 \pm 1,576) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^I = -1,5965 + 1,576 = -0,02 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mc}^I = -1,5965 - 1,576 = -3,17 \text{ МПа}$$

переріз II-II

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{-7,44 - 0,026}{2} \pm 0,5 \sqrt{(-7,44 + 0,026)^2 + 4 \cdot 1,5^2} = (-3,733 \pm 3,999) \text{ МПа}$$

КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-26м 0,266 МПа

Лист

45

$$\sigma_{mc}^{II} = -3,733 - 3,999 = -7,736 \text{ МПа}$$

6. Коефіцієнт умов роботи бетону γ_{b4} визначаємо за формулою

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0,2 + \alpha_b B}$$

для перерізу I-I $\gamma_{c4}^I = \frac{1 - \frac{3,17}{25,5}}{0,2 + 0,01 \cdot 35} = 1,592 > 1$

для перерізу II-II $\gamma_{c4}^{II} = \frac{1 - \frac{7,376}{25,5}}{0,2 + 0,01 \cdot 35} = 1,292 > 1$

тобто, для обох перерізів приймаємо $\gamma_{b4} = 1$

7. Перевіряємо умову $\sigma_{mt} \leq \gamma_{c4} R_{bt,ser}$

переріз I-I $\sigma_{mt}^I = -0,02 \text{ МПа} < \gamma_{c4}^I R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$

переріз II-II $\sigma_{mt}^{II} = 0,266 \text{ МПа} < \gamma_{c4}^{II} R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$

тобто в межах зони передавання напружень похилі тріщини не утворюються, і розрахунок по їх розкриттю виконувати не потрібно.

Розрахунок по розкриттю нормальних тріщин

Із розрахунку по утворенню нормальних тріщин встановлено, що вони утворюються лише в стадії експлуатації. Навантаження, що враховуються при розрахунку по розкриттю тріщин приймаються з коефіцієнтами надійності γ_f і точності натягу γ_{sp} , що дорівнюють одиниці.

Вихідні дані: $A_{sp} = 1520 \text{ мм}^2$; $A_s = 157 \text{ мм}^2$; $A'_s = 760 \text{ мм}^2$; $a = 58 \text{ мм}$; $a' = 30 \text{ мм}$; $d = 397 \text{ мм}$; $P_2 = 843795 \text{ Н}$; $e_{op} = 161 \text{ мм}$; $M = 291,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, в тому числі від довготривалих навантажень $M_I = 227,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Для елементів 3-ої категорії вимог до тріщиностійкості розрахунок по розкриттю тріщин повинен виконуватися двічі: на нетривалі (дія моменту M) і тривалі (дія моменту M_l) розкриття тріщин.

1. Моменти всіх зусиль відносно центра ваги всієї розтягнутої арматури

$$M_s = M + P_2 e_{0p} = 291,2 \cdot 10^6 + 843795 \cdot 161 = 427,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

$$M_{sl} = M_l + P_2 e_{0p} = 227,69 \cdot 10^6 + 843795 \cdot 161 = 363,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

2. Допоміжні коефіцієнти тріщиностійкості

KR: 36-25-A та IB-5УД-2201-2cm

46

$$e_{s,tot} = \frac{M_s}{P_2} = \frac{427,1 \cdot 10^6}{843795} = 506 \text{ мм}$$

$$\frac{e_{s,tot}}{d} = \frac{506}{397} = 1,274 > 0,5$$

$$e_{sl,tot} = \frac{M_{sl}}{P_2} = \frac{363,5 \cdot 10^6}{843795} = 431 \text{ мм}$$

$$\frac{e_{sl,tot}}{d} = \frac{431}{397} = 1,086 > 0,5$$

$$\varphi_f = \frac{\alpha_s A'_s}{0,9 bd} = \frac{6,45 \cdot 760}{0,9 \cdot 182 \cdot 397} = 0,075$$

$$\lambda = \varphi_f \left[1 - \frac{a'}{d} \right] = 0,075 \cdot \left[1 - \frac{30}{397} \right] = 0,069$$

$$\delta = \frac{M_s}{bd^2 f_{ck}} = \frac{427,1 \cdot 10^6}{182 \cdot 397^2 \cdot 25,5} = 0,584$$

$$\delta_l = \frac{M_{sl}}{bd^2 f_{ck}} = \frac{363,5 \cdot 10^6}{182 \cdot 397^2 \cdot 25,5} = 0,497$$

$$\mu\alpha = \frac{\alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_s A_s}{bd} = \frac{6,13 \cdot 1520 + 6,45 \cdot 157}{182 \cdot 397} = 0,143$$

3. Відносна висота стиснутої зони в перерізі з тріщиною:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5+\varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} \mp 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,584+0,069)}{10 \cdot 0,143}} + \frac{1,5+0,075}{11,5 \cdot \frac{506}{397} - 5} = 0,372$$

Оскільки $\xi = 0,372 < 1$, $\xi > \frac{a'}{d} = \frac{30}{397} = 0,076$, то вимоги задовільняються.

$$\xi_l = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta_l+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5+\varphi_f}{11,5 \frac{e_{sl,tot}}{d} \mp 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,497+0,069)}{10 \cdot 0,143}} + \frac{1,5+0,075}{11,5 \cdot \frac{431}{397} - 5} = 0,433$$

наведені вище вимоги також задовільняються.

4. Плече внутрішньої пари сил в перерізі з тріщиною:

$$z = d \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 397 \cdot \left[1 - \frac{0,372^2}{2 \cdot (0,075 + 0,372)} \right] = 336 \text{ мм}$$

$$z_i = 397 \cdot \left[1 - \frac{0,433^2}{2 \cdot (0,075 + 0,433)} \right] = 324 \text{ мм}$$

5. Приріст напруження в розтягнутій арматурі.

			$\sigma_{st} = \frac{M - P_2(z - a)}{(A_{sp} + A_s)z} = \frac{291,2 \cdot 10^6 - 843795 \cdot (336 - 58)}{(1520 + 157) \cdot 336} = 100,5 \text{ МПа}$
Кум	Підпис	Дата	

$$\sigma_{st} = \frac{227,69 \cdot 10^6 - 843795 \cdot (324 - 58)}{(1520 + 157) \cdot 324} = 5,96 \text{ МПа}$$

6. Оскільки розтягнута арматура розташована в два ряди по висоті перерізу поздовжнього ребра, напруження в ній корегуємо множенням на коефіцієнт δ_n , який визначається за формулою:

$$\delta_n = \frac{h - \xi d - a_s}{h - \xi d - a_p} = \frac{455 - 0,372 \cdot 397 - 30}{455 - 0,372 \cdot 397 - 58} = 1,112$$

$$\delta_{ni} = \frac{h - \xi_i d - a_s}{h - \xi_i d - a_p} = \frac{455 - 0,433 \cdot 397 - 30}{455 - 0,433 \cdot 397 - 58} = 1,124$$

Тоді приріст напруження в розтягнутій арматурі складатиме:

$$\sigma_s = 1,112 \cdot 100,5 = 111,8 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{st} = 1,124 \cdot 5,96 = 6,7 \text{ МПа}$$

$$7. \bar{\mu} = \frac{A_{sp} + A_s}{bd} = \frac{1520 + 157}{182 \cdot 397} = 0,02$$

8. Усереднений діаметр розтягнутої арматури поздовжніх ребер

$$d_m = \frac{2d_1^2 + d_2^2}{2d_1 + d_2} = \frac{2 \cdot 22^2 + 10^2}{2 \cdot 22 + 10} = 20 \text{ мм}$$

9. Коефіцієнт φ_i , що враховує довготривалу дію навантаження.

$$\varphi_i = 1,6 - 15\bar{\mu} = 1,6 - 15 \cdot 0,02 = 1,3$$

10. Довготривала ширина розкриття нормальних тріщин

$$a_{cr,1} = \delta \varphi_i \eta \frac{\sigma_{st}}{E_s} 20 (3,5 - 100\bar{\mu}) \sqrt[3]{d_m} = 1 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot \frac{6,7}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{20} = 0,0037 \text{ мм} < a_{cr,2} = 0,2$$

11. Нетривала ширина розкриття нормальних тріщин

$$a_{\text{кр}} = a_{\text{кр},l} \left(1 + \frac{\frac{\sigma_s}{\sigma_{st}} - 1}{\varphi_l} \right) = 0,0037 \cdot \left(1 + \frac{\frac{111,8}{6,7} - 1}{1,3} \right) = 0,048 \text{ мм}$$

що менше нормованої величини $a_{\text{кр}1} = 0,3 \text{ мм}$

Розрахунок прогинів плити

Прогини елементів перекриттів у відповідності з п. 4.3 ДСТУ Б.В.12-3:2006

«Вимоги проектування, Прогини і переміщення» при розрахунку, виходячи із
КР.36.25.АтаВ БУД 2201-2ст Лист 48

естетико-психологічних вимог, необхідно розглядати дію постійних і довготривалих навантажень. Граничний прогин таких елементів прольотом $l = 12 \text{ м}$

складає $f_{\text{lim}} = \frac{l_0}{250} = \frac{11860}{250} = 47,44 \text{ мм}$. При відношенні $\frac{l_0}{h} = \frac{11860}{455} = 26 > 10$ повний прогин приймається рівним прогину f_m , обумовленому деформаціями згину.

Прогин елементів постійного перерізу, які працюють як вільно обперті балки, можна визначити за формулою

$$f = \rho_m \left(\frac{1}{r} \right)_m l_0^2$$

де ρ_m – коефіцієнт, який приймається за нормами

$\left(\frac{1}{r} \right)_m$ – повна кривизна для перерізу з найбільшим згинальним моментом, що

визначається при наявності тріщин із виразу

$$\left(\frac{1}{r} \right)_m = \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \left(\frac{1}{r} \right)_2 + \left(\frac{1}{r} \right)_3 + \left(\frac{1}{r} \right)_4$$

де $\left(\frac{1}{r} \right)_1$ – кривизна від нетривалої дії всього навантаження;

$\left(\frac{1}{r} \right)_2$ – кривизна від нетривалої дії постійних і квазіпостійних навантажень;

$\left(\frac{1}{r} \right)_3$ – кривизна від довготривалої дії постійних і квазіпостійних

навантажень;

$\left(\frac{1}{r} \right)_4$ – кривизна, що обумовлена вигином елементу внаслідок усадки і

повзучості бетону від зусилля попереднього обтиснення.

В нашому випадку $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ і $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ приймаються рівними нулю, оскільки прогин визначається лише від довготривалої дії навантажень (тобто від моменту $M_f = 227,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$).

Із розрахунку по розкриттю тріщин маємо:

$$M_{st} = 363,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}, e_{st, tot} = 431 \text{ мм}, \frac{e_{st, tot}}{h_0} = 1,274, \delta_f = 0,497, \mu\alpha = 0,143$$

			КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст	Лист
к/м	Підпис	Дата	1. Допоміжні коефіцієнти	49

$$\varphi_f = \frac{\alpha_s A'_s}{2\nu b h_0} = \frac{6,45 \cdot 760}{2 \cdot 0,15 \cdot 182 \cdot 397} = 0,226$$

$$\lambda = \varphi_f \left[1 - \frac{a'}{h_0} \right] = 0,226 \cdot \left[1 - \frac{30}{397} \right] = 0,209$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt, ser} W_{pl, b}}{|M_f - M_{rp}|} = \frac{1,95 \cdot 16,71 \cdot 10^6}{|227,69 \cdot 10^6 - 227,4 \cdot 10^6|} = 112,4 > 1, \text{ приймаємо } \varphi_m = 1$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{is} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) \frac{e_{st, tot}}{h_0}} = 1,25 - 0,8 \cdot 1 - 0 = 0,45 < 1$$

Тут $\nu = 0,15$ і $\varphi_{is} = 0,8$ при довготривалій дії навантаження.

2. Відносна висота стиснутої зони в перерізі з тріщиною.

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{st, tot}}{h_0} \mp 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,497+0,209)}{10 \cdot 0,143}} + \frac{1,5 + 0,226}{11,5 \cdot 1,274 - 5} = 0,38$$

3. Плече внутрішньої пари сил в перерізі з тріщиною

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 397 \cdot \left[1 - \frac{0,38^2}{2 \cdot (0,226 + 0,38)} \right] = 350 \text{ мм}$$

4. Кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ від довготривалої дії навантажень

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_{st}}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{sp} + E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{P_2}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_{sp} + E_s A_s} = \frac{363,5 \cdot 10^6}{397 \cdot 350} \left[\frac{0,45}{19 \cdot 10^4 \cdot 1520 + 20 \cdot 10^4 \cdot 1} \right]$$

5. Кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ знаходимо за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0} = \frac{32,1 \cdot 10^{-5} - 0}{397} = 8,09 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{мм}}$$

де $\epsilon_b = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{2 \cdot 10^5} = \frac{21,5 + 35 + 7,7}{2 \cdot 10^5} = 32,1 \cdot 10^{-5}$, $\epsilon'_b = 0$ – оскільки на рівні стиснутої

арматури втрати попереднього напруження $\sigma'_6 = \sigma'_8 = \sigma'_9 = 0$ за розрахунком.

Прогин плити від тривалої дії навантажень знаходимо за наведеними вище формулами, приймаючи коефіцієнт $\rho_m = \frac{5}{48}$ для завантаження рівномірно

		розподіленим навантаженням і $\rho_m = \frac{1}{8}$ для завантаження	моментами зусилля
		КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст	
кум	Підпис	Затвердження	50

$$f = \left(\frac{5}{48} \cdot 1,232 \cdot 10^{-5} - \frac{1}{8} \cdot 8,09 \cdot 10^{-7} \right) \cdot 11860^2 = 31,1 \text{ мм}$$

Що менше гранично припустимого прогину $f_{\text{lim}} = 47,44 \text{ мм}$

2.3. Розрахунок стрічкового фундаменту

Фундаменти школи запроектовано стрічковим із збірних блоків стін підвалу, які укладаються на монолітну залізобетонну стрічку, що влаштовується по піщаній основі.

Глибину закладання фундаментів при наявності підвалу приймаємо 2,45 м, що глибше глибини промерзання ґрунтів, що для регіону складає 1,5 м.

Для проектування приймаємо стрічковий фундамент під зовнішню стіну і стрічковий фундамент під внутрішню стіну.

Геологічні умови будівництва визначені на основі геологічних вишукувань. На основі вишукувань отримано геологічний розріз з наступними характеристиками ґрунтів.

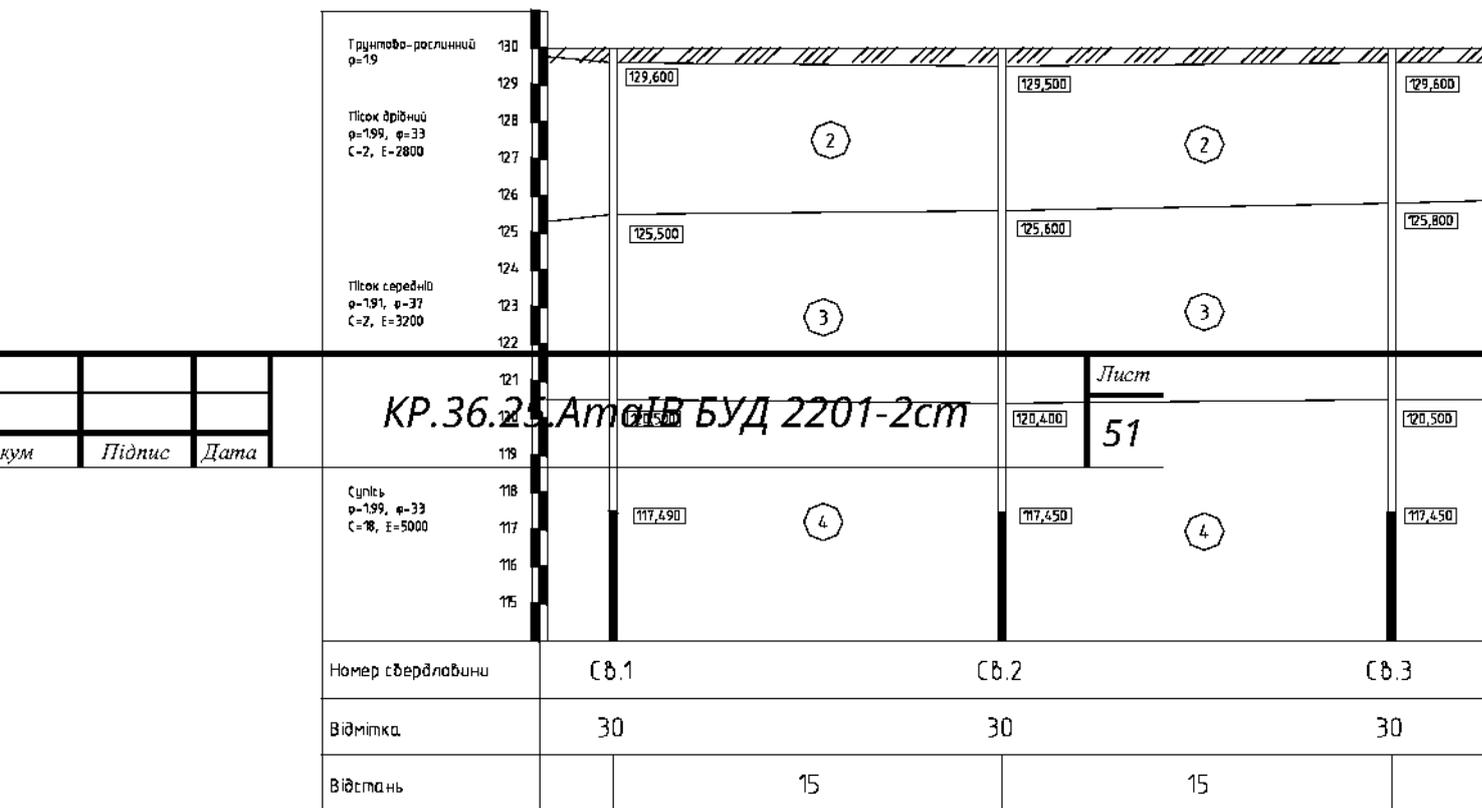


Рисунок 2.6. Інженерно-геологічний розріз

Визначення навантажень на фундамент під зовнішню стіну по осі А

ширина вантажної площі для фундаменту по осі А дорівнює 3 м

№	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, розподілене по площі, кН/м ²	Нормативне навантаження, розподілене вздовж осі, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, розподілене вздовж осі, кН/м
1. Покриття					
1	Акваізол АПП-СХ-4,0-П	0.04	0.12	1.2	0.144
2	Акваізол СХ-2,5 - 3 шари	0.075	0.225	1.2	0.27
3	Ц.п. стяжка із розчину М150	0.27	0.81	1.2	0.972
4	Утеплювач ROCKWOOL DACHROCK	0.19	0.57	1.2	0.684
5	Пароізоляція - 1 шар руберойду РКП-350Б	0.04	0.12	1.2	0.144
6	Збірна залізобетонна плита перекриття	3	9	1.1	9.9
	Разом навантаження від покриття		10.845		12.114
2. Перекриття					
1	Лінолеум на теплоізолюючій підоснові ГОСТ 1808-80	0.06	0.18	1.2	0.216
2	Прошарок із клею будівельного Бустілат-3 Мальва	0.01	0.03	1.2	0.036

3	Стяжка порізована із цементно-піщаного розчину двошарова	0.045	0.135	1.2	0.162
4	Збірна залізобетонна плита перекриття	3	9	1.1	9.9
	Разом навантаження від перекриття		9.345		10.314
	Разом навантаження від перекриттів 1, 2 поверхів та над підвалом		28.035		30.942
3. Стіна					
1	Цегляна кладка		99.01	1.1	108.911
2	Утеплювач FASROCK-L ROCKWOOL		1.44	1.2	1.728
	Оштукатурення цементно-піщаною розчином M25	<i>КР 36.25 АмоІВ БУД 2201-2см</i>	5.2	1.2	4.932
4	Обв'язувальний залізобетонний пояс		3.83	1.2	4.596
5	Кладка із блоків стін підвалу		30	1.1	33
6	Монолітна залізобетонна смуга		7.5	1.2	9
	Разом стіна		145.89		162.167
4. Тимчасове навантаження					
1	Тимчасове снігове навантаження	1.55	5.22	1.14	5.95
2	Тимчасове корисне на перекриття	2,0	6,0	1,2	12,0
	Всього навантаження на фундамент		189.99		211.17

Визначення навантажень на фундамент під зовнішню стіну по осі Б
ширина вантажної площі для фундаменту по осі Б дорівнює 4,8 м

№	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, розподілене по площі, кН/м ²	Нормативне навантаження, розподілене вздовж осі, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, розподілене вздовж осі, кН/м
1. Покриття					
1	Акваізол АПП-СХ-4,0-П	0.04	0.192	1.2	0.2304
2	Акваізол СХ-2,5 - 3 шари	0.075	0.36	1.2	0.432
3	Ц.п. стяжка із розчину M150	0.27	1.296	1.2	1.5552
4	Утеплювач ROCKWOOL DACHROCK	0.19	0.912	1.2	1.0944
5	Пароізоляція - 1 шар руберойду РКП-350Б	0.04	0.192	1.2	0.2304
6	Збірна залізобетонна плита перекриття	3	14.4	1.1	15.84
	Разом навантаження від покриття		17.352		19.3824
2. Перекриття					
<i>при покритті підлоги із лінолеуму (ширина 3 м)</i>					
	Лінолеум на теплоізолюючій підоснові		0.18		
1	ГОСТ 1808-80	0.06		1.2	0.216
2	Прошарок із клею будівельного Бустілат-3 Мальва	0.01	0.03	1.2	0.036
3	Стяжка порізована із цементно-піщаного розчину двошарова	0.045	0.135	1.2	0.162

4	Збірна залізобетонна плита перекриття	3	9	1.1	9.9
<i>при мозаїчному покритті підлоги (ширина 1.8 м)</i>					
5	Мозаїчне покриття	0.675	1.22	1.2	1.464
6	Стяжка із цементно-піщаного розчину	0.81	1.46	1.2	1.752
7	Збірна залізобетонна плита перекриття	3	5.4	1.1	5.94
	Разом навантаження від перекриття		17.425		19.47
	Разом навантаження від перекриттів 1, 2 поверхів та над підвалом		52.275		58.41

		3. Стіна		Лист			
		1	Цегляна кладка КВ 36.25.АтаІВ БУД 2201-2см	73.77 53	1.1	81.147	
		3	Оштукатурення цементно-піщаним розчином М25	4.11	1.2	4.932	
		4	Обв'язувальний монолітний залізобетонний пояс	3	1.2	3.6	
		5	Кладка із блоків стін підвалу	24	1.1	26.4	
		6	Монолітна залізобетонна смуга	7.5	1.2	9	
			Разом стіна	112.38		125.079	
4. Тимчасове навантаження							
		1	Тимчасове снігове навантаження	1.55	8.352	1.14	9.52
		2	Тимчасове корисне на перекриття	2,0	9,6	1,2	11,52
			Всього навантаження на фундамент		190.36		212.39

*Визначення навантажень на фундамент під зовнішню стіну по осі В
ширина вантажної площі для фундаменту по осі В дорівнює 1,8 м*

№	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, розподілене по площі, кН/м ²	Нормативне навантаження, розподілене вздовж осі, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, розподілене вздовж осі, кН/м
1. Покриття					
1	Акваізол АПП-СХ-4,0-П	0.04	0.072	1.2	0.0864
2	Акваізол СХ-2,5 - 3 шари	0.075	0.135	1.2	0.162
3	Ц.п. стяжка із розчину М150	0.27	0.486	1.2	0.5832
4	Утеплювач ROCKWOOL DACHROCK	0.19	0.342	1.2	0.4104
5	Пароізоляція - 1 шар руберойду РКП-350Б	0.04	0.072	1.2	0.0864
6	Збірна залізобетонна плита перекриття	3	5.4	1.1	5.94
	Разом навантаження від покриття		6.507		7.2684
2. Перекриття					
1	Мозаїчне покриття	0.675	1.215	1.2	1.458
2	Стяжка із цементно-піщаного розчину	0.81	1.458	1.2	1.7496
3	Збірна залізобетонна плита перекриття	3	5.4	1.2	6.48
	Разом навантаження від перекриття		8.073		9.6876
	Разом навантаження від перекриттів 1, 2 поверхів та над підвалом		24.219		29.0628

3. Стіна					
1	Цегляна кладка		99.01	1.1	108.911
2	Утеплювач FASROCK-L ROCKWOOL		1.44	1.2	1.728
3	Оштукатурення цементно-піщаним розчином М25		4.11	1.2	4.932
4	Обв'язувальний залізобетонний пояс монолітний		3.83	1.2	4.596
5	Кладка із блоків стін підвалу		30	1.1	33
6	Монолітна залізобетонна смуга		7.5	1.2	9
Разом стіна			145.89		162.167
			54		
4. Тимчасове навантаження					
1	Тимчасове снігове навантаження	1,55	3,132	1,14	3,57
2	Тимчасове корисне на перекриття	2,0	3,6	1,2	4,32
Всього навантаження на фундамент			179.75		202.07

Як видно із визначення навантажень по різних осях, воно приблизно однакове, тому для розрахунку буде достатньо визначити ширину підосви під одну стіну і призначити її всім стінам

Основою під збірні залізобетонні фундаменти є пісок дрібний.

Визначення ширини підосви фундаменту під зовнішню стіну

Визначаємо попередній розрахунковий опір основи для умови, коли $b=0$.

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_q k_z d_1 \gamma'_{п} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{п} + M_c c_{п}]$$

де $\gamma_{c1}=1,2$, $\gamma_{c2}=1,0$ - коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ДБН В.2.1-10-2009

$\gamma'_{п}=18\text{кН/м}^3$ – питома вага ґрунту, розташованого вище підосви фундаменту

$\gamma_{п}=19,9\text{кН/м}^3$ – питома вага ґрунту, розташованого вище підосви фундаменту

$M_{\gamma}=1,44$; $M_q=6,76$; $M_c=8,88$ - коефіцієнти за табл. Е.8 залежно від величини кута внутрішнього тертя основи $\varphi_{п}$

$d_b=2,1$ (глибина підвалу)

$d=2,45$ м – найменша глибина закладання фундаменту з урахуванням існуючого або проектного рельєфу.

$c_{п}=2\text{кПа}$ – питоме зчеплення ґрунту основи фундаменту

$$R_{pr} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [6,76 \cdot 2,8 \cdot 19,9 + (6,76 - 1) \cdot 2,1 \cdot 19,9 + 8,88 \cdot 2] = 735 \text{кПа}$$

Приведена глибина закладання фундаменту під зовнішню стіну від підлоги підвалу

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 2,45 + 0,35 \cdot \frac{20,0}{19,9} = 2,8 \text{ м}$$

Попередня ширина підоснови фундаменту

$$b_{pr} = \frac{F_v}{R_{pr} - [\gamma d_\phi + q]} = \frac{212,39}{735 - [20 \cdot 2,45 + 2 \cdot 30]} = 0,34 \text{ м}$$

кум	Підпис	Дата	Уточнений розрахунковий опір сутлинка при $b = 0,34 \text{ м}$

КР.36.25.АмаІВ БУД 2201-2см

Уточнений розрахунковий опір сутлинка при $b = 0,34 \text{ м}$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_\gamma k_z b \gamma_{II} + R_{pr} = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} 1,44 \cdot 0,34 \cdot 19,9 + 735 = 746,6 \text{ кПа}$$

Уточнена ширина підоснови монолітного фундаменту

$$b_{sp} = \frac{212,39}{746,6 - [20 \cdot 2,45 + 2 \cdot 30]} = 0,33 \text{ м}$$

Приймаємо ширину монолітного фундаменту $b = 0,6 \text{ м}$.

При прийнятій ширині підоснови фундаменту розрахунковий опір ґрунту основи складатиме

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_\gamma k_z b \gamma_{II} + R_{pr} = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} 1,44 \cdot 0,6 \cdot 19,9 + 735 = 755,6 \text{ кПа}$$

Вага фундаменту стрічкового визначаємо формулою

$$G^H = b \cdot d_\phi \cdot \gamma \cdot 1,0 = 0,6 \cdot 2,45 \cdot 20,0 \cdot 1,0 = 29,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Середній тиск під підосвою фундаменту

$$p = \frac{F_v + G}{b \cdot 1,0} + q = \frac{212,39 + 29,4}{0,6 \cdot 1,0} = 403 \text{ кПа} < R = 755,6 \text{ кПа}$$

Осадка для стрічкового фундаменту по методу І.О. Розенфельда

$$s = 1,44 \cdot \frac{\eta}{1 + \eta} \cdot \frac{(p - \gamma'_{II}) \cdot d}{E_{cp, \phi}} \cdot \epsilon$$

де η - співвідношення сторін фундаменту (для стрічкових фундаментів приймається $\eta = 10$)

При цьому $N_c = kb = 5,5 \cdot 0,6 = 3,3 \text{ м}$

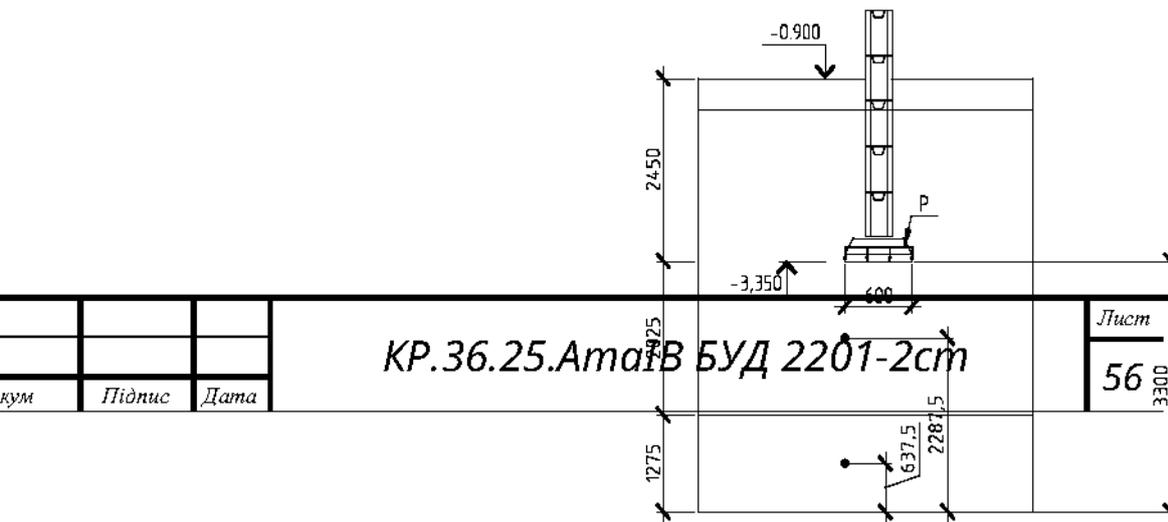


Рисунок 2.7. Схема для визначення осередненого модуля загальної деформації при розрахунку осідання за методом І.О. Розенфельда

$$E_{cp,в} = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = \frac{28 \cdot 2,025 \cdot 2,2875 + 32 \cdot 1,275 \cdot 0,6375}{0,5 \cdot 3,3^2} = 28,6 \text{ МПа} = 28600 \text{ кПа}$$

$$s = 1,44 \cdot \frac{10}{1+10} \cdot \frac{(403 - 15,8) \cdot 2,45}{28600} = 0,043 \text{ м}$$

Визначена величина осідання опор менша за гранично допустиму величину $s_{max,u} = 12 \text{ см}$, наведену у додатку И ДБН В.2.1-10-2009 [2]

Розрахунок міцності монолітних залізобетонних фундаментів, а також армування його підшви.

$$\rho_{sep} = \frac{N}{A_s}$$

$$A_s = \frac{105}{\frac{a_{cr} \cdot E_s \cdot z_1}{M_{ser} \cdot \sqrt[3]{d_s}} + \frac{3000}{b \cdot h_0}}$$

Оскільки момент в фундаменті не виникає, то армування елемента приймаємо конструктивно.

Коефіцієнт армування приймаємо по ДБН “Бетонні та залізобетонні конструкції” $\mu = 0,05\%$

При площі поперечного перерізу фундаменту $30 \times 60 = 1800 \text{ см}^2$ площу арматури приймаємо $0,90 \text{ см}^2$.

Приймаємо 4 $\varnothing 10$ А400 для армування фундаменту.

			<i>КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2см</i>	<i>Лист</i>
<i>кум</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		<i>57</i>

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1. Умови будівельного виробництва

Будівельний майданчик знаходиться в межах м. Жмеринка, Вінницької області. Підвіз ґрунту на будмайданчик проводиться з відстані 1 км, піску – 25 км.

~~Відстань до найближчої залізничної станції 6 км, доставки залізобетонних~~

~~конструкцій та будматеріалів~~ **КВ 36.25.Ата ІВ БУД 2201-2ст**

~~Лист~~

~~№~~ **58**

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розосереджений за рахунок запроектованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Забезпечення будівельними матеріалами та машинами здійснюється матеріально-технічною базою генерального підрядчика будівництва.

3.2. Обґрунтування термінів будівництва

Нормативну тривалість будівництва визначено згідно ДСТУ Б А.3.1-22:2013 [17]. Усереднений показник тривалості будівництва складає 8 місяців.

Таблиця 3.14. Показники тривалості будівництва із таблиці ДСТУ

Об'єкт будівництва	Характеристика об'єкту	Усереднений показник тривалості, міс
Будівлі шкіл та інших загальноосвітніх навчальних закладів на 5000-1000 учнів	Зі стінових кладочних виробів з панельним перекриттям	8

Окрім табличного визначення нормативної тривалості до усередненого показника відповідно формули (1) [Error: Reference source not found] тривалість можна уточнювати за формулою

$$T_6 = \frac{T_c \cdot K_1 \cdot K_2}{K_3}$$

$$K_1 = K_{11} \cdot K_{12} \cdot K_{13}$$

			<i>КР.36.25.АтаІВ БУД 2207-2см</i> $K_{11}=1,0; K_{12}=1,0$ $K_{13}=1+(P_1+P_2+P_3)$	Лист
кум	Підпис	Дата		59

P_1 – коефіцієнт, що враховує наявність поблизу будівельного майданчика існуючих будівель, наявність зелених насаджень, які не можуть бути видалені, стиснені умови складування матеріалів $P_1=0,12$

P_2 – коефіцієнт, що враховує наявність на території будівельного майданчика інженерних мереж $P_2=0$

P_3 – коефіцієнт, що враховує інтенсивність руху транспорту та пішоходів $P_3=0$

$$K_{13} = 1 + (0,12 + 0 + 0) = 1,12$$

$$K_1 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,12 = 1,12$$

K_2 – коефіцієнт, який враховує сукупність конструктивних особливостей будівлі (приймаємо $K_2=1,1$)

K_3 – коефіцієнт, який враховує прийняті організаційно-технологічні заходи (приймаємо $K_3=1,0$)

$$T_6 = \frac{8,0 \cdot 1,12 \cdot 1,1}{1,0} = 9,9 \text{ міс}$$

3.3. Вибір методу виконання робіт та рішень по організації поточного зведення об'єкта. Визначення і комплектація будівельної техніки

Таблиця 3.15 - Вибір методів виконання основних робіт, машин і механізмів на будівництві загальноосвітньої школи

№ п/п	Найменування спеціалізованих потоків та видів робіт, що входять до них	Посилання на норми і нормативи	тип, марка, потужність основної машини	Спеціальні заходи до виконання робіт
1	КР.3625.АтаІВ БУД 2201-2ст			
	I. Підготовчі роботи	ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013	1.Бульдозер ДЗ-18 2.Бортові автомобілі ЗІЛ-130	5
2	II. Підземна частина 2.1.Розробка котловану здійснюється однокішчевим екскаватором ЕО-3322, як на транспорт, так і у відвал. 2.2.Влаштування монолітних залізобетонних конструкцій підземної частини. 2.3.Засипання ґрунту в траншеї виконується бульдозером ДЗ-18, а також вручну. Ущільнення ґрунту виконується пневмотрамбівками	ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013	1.Екскаватор ЕО-3322 2.Бульдозер ДЗ-18 3.Автомобільний бетононасос 4.Пневмотрамбівки. 5.Компресор	
2.1	Надземна частина. 3.1.Влаштування монолітних несучих конструкцій надземної частини. 3.2.Ущільнення бетонної суміші виконується за допомогою голкового вібратора. 3.3.Кладка стін і перегородок із газобетонних блоків і цегли. Подавання	ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013	1.Баштовий кран КБ-504 2.Гілкові глибинний вібратор	

	матеріалів, монтаж супутніх цегляній кладці збірних елементів виконується баштовим краном КБ-504. 3.5. При виконанні покрівельних робіт застосовується кран КБ-504. 3.6. При влаштуванні підлог застосовуються такі агрегати: віброрейка СО131А та затирочна машина СО-89А.			
кум	Підпис	Дата		Лист 61
КР 36.25.АтаІВ БУД 2201-2см				
	Опоряджувальні роботи. При штукатурних роботах застосовується станція СО-85. Малярні роботи виконуються за допомогою малярної станції СО-115А	ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013	Штукатурна станція СО-85, малярна станція СО-115А	

3.4. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт та ресурсів

Відомість підрахунку об'ємів робіт і ресурсів на будівництво Загальноосвітньої школи на 760 учнів в м. Жмерінка

Основа:	Показники:
1. Креслення архітектурно-будівельної частини проекту	1. Площа забудови 2370 м ²
2. Норми РЕКН-2000	2. Загальна приведена площа 5224,48 м ²
3. Типові технологічні карти	3. Будівельний об'єм 27018 м ³

№ п/п	Шифр РЕКН-2000	Назва спеціалізованих потоків і видів робіт	Вимірник	Об'єм робіт	Потрібні ресурси				
					Трудомістк.		Машиноміс.		
					на один.	на об'єм	на один.	на об'єм	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
		А. Підземна частина							
		Розділ 1. Земляні роботи							
1	E1-30-2	Планування площ бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] за 1 прохід	1000м2	4,298	-	-	0,5148	2,21	
2	E1-17-14	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,5 [0,5-0,63] м3, група ґрунтів 2	1000м3	3,9662	22,1	87,65	91,5654	363,17	

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	E1-12-14	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,5 [0,5-0,63] м3, група ґрунтів 2	1000м3	1,0545	19,55	20,62	62,475	65,88
4	E1-20-2	Робота на відвалі, група ґрунтів 2-3	1000м3	1,0545	5,64	5,95	8,3241	8,78
5	E1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	1,0545	-	-	17,673	18,64
6	E1-134	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	10,545	18,36	193,61	5,1175	53,96
					Лист 62			
		Розділ 2. Основи						
7	ЕН11-2-1	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих піщаних шарів	м3	58,45	3,98	232,63	0,4036	23,59
8	ЕН11-2-9	Улаштування підстилаючих бетонних шарів бетон В 5 [М 75] крупність заповнювача 20-40мм	м3	46,76	5,58	260,92	0,0139	0,65
		Розділ 3. Фундаменти						
9	E7-42-1	Установлення блоків стін підвалів масою до 0,5 т	100шт	0,64	56	35,84	55,3704	35,44
10	E7-42-2	Установлення блоків стін підвалів масою до 1 т	100шт	1,36	77,14	104,91	78,2852	106,47
11	E7-42-3	Установлення блоків стін підвалів масою до 1,5 т	100шт	1,86	118,47	220,35	126,2388	234,8
12	E7-42-4	Установлення блоків стін підвалів масою більше 1,5 т	100шт	5,25	150,8	791,7	198,533	1042,3
13	ЕД6-50-15	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування фундаментів стрічкових, шириною, мм до 500	100м3	0,71262	417,87	297,78	6,9921	4,98
14	ЕД6-64-8	Виготовлення арматурних каркасів ростверків стрічкових за допомогою крану, в умовах будівельного майданчика, діаметр арматури, мм понад 6 до 8	т	0,603	74,12	44,69	0,8395	0,51
15	ЕД6-64-9	Виготовлення арматурних каркасів ростверків стрічкових за допомогою крану, в умовах будівельного майданчика, діаметр арматури, мм понад 8 до 12	т	1,69	54,46	92,04	0,8799	1,49
16	ЕД6-61-12	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах вручну, маса елемента, кг до 20	т	2,293	22,67	51,98	0,765	1,75
17	ЕД6-65-7	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в бадях. Фундаменти стрічкові шириною, мм, до 600	100м3	0,71262	56,7	40,41	30,294	21,59
		Розділ 4. Перекриття						
18	E7-45-6	Укладання панелей переkritтя з облиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	0,02	332,05	6,64	118,254	2,37
19	E7-13-13	Укладання в одноповерхових	100шт	0,49	533,6	261,46	233,0862	114,21

кум

Підпис

Дата

КР 36.25 АмДВ-БУД 2201-2см

1	2	3	4	5	6	7	8	9
		CERESIT CL 51						
60	EH11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	100м2	16,7537	56,25	942,4	1,0323	17,29
61	EH11-11-2	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини цементних стяжок (до 40 мм)	100м2	67,0148	1,88	125,99	0,2664	17,85
62	EH11-15-1	Улаштування покриттів бетонних товщиною 30 мм	100м2	16,7537	57,04	955,63	1,554	26,04
63	EH11-15-2	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини бетонного покриття (до 20 мм)	100м2	-33,5074	1,64	-54,95	0,2664	-8,93
64	EH11-42-1	Улаштування плити і цементних стяжок	100м2	18,42907		221,15	0,0666	1,23
					Лист 12			
					64			
		Б. Надземна частина						
		Розділ 1. Стіни						
65	E8-6-1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	м3	1135,57	7,17	8142,04	1,3039	1480,67
66	E8-6-2	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м	м3	296,99	6,98	2072,99	1,0863	322,62
68	E8-6-7	Мурування внутрішніх стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	м3	503,04	6,92	3481,04	1,3181	663,06
70	E7-44-10	Укладання перемичок масою до 0,3 т	100шт	12,17	21,46	261,17	20,4483	248,86
71	E7-11-1	Укладання перемичок масою від 0,3 до 0,7 т при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100шт	0,08	117,89	9,43	72,5867	5,81
79	E7-44-8	Укладання ригелів масою до 5 т	100шт	0,01	854,05	8,54	242,3898	2,42
		Розділ 2. Перегородки						
81	E8-7-5	Мурування перегородок неармованих з цегли керамічної товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху до 4 м	100м2	18,6544	191,18	3566,35	13,3468	248,98
		Розділ 3. Перекриття						
83	E7-45-6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	0,04	332,05	13,28	118,254	4,73
84	E7-13-13	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 12 м, площею до 20 м2, при масі кроквяних і підкряквяних конструкцій до 10 т, при висоті будівель до 25 м	100шт	1,36	533,6	725,7	233,0862	317
88	E7-45-6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	1,92	332,05	637,54	118,254	227,05
91	E7-45-5	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	0,37	239,25	88,52	59,8922	22,16
92	E7-45-6	Укладання панелей перекриття з	100шт	0,99	332,05	328,73	118,254	117,07

КР 30.25-АтаВ БУД 2201-2см

кум Підпис Дата

1	2	3	4	5	6	7	8	9
		обпиранням на дві сторони площею до 10 м ² [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]						
98	E7-13-17	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 12 м, площею до 40 м ² , при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 15 т, при висоті будівель до 25 м	100шт	0,08	665,55	53,24	317,7205	25,42
		Розділ 4. Сходи						
		Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	100шт	0,09				
					<u>Лист</u>			
					<u>65</u>			
101	E7-47-4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	100шт	0,09		28,71	125,3406	11,28
103	E7-53-11	Установлення дрібних конструкцій [підвіконників, зливів, парпетів та ін.] масою до 0,5 т	100шт	1,17	149,35	174,74	7,8488	9,18
108	E7-47-1	Установлення сходових площадок масою до 1 т	100шт	0,05	227,65	11,38	96,1662	4,81
109	E7-47-2	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	100шт	0,02	343,65	6,87	134,2889	2,69
113	E9-29-1	Монтаж сходів прямолінійних і криволінійних, пожежних з огорожею	т	0,0548	46,24	2,53	16,0249	0,88
115	EH15-57-6	Високоякісне штукатурення по сітці карнизів і тяг без улаштування каркаса	100м ²	0,0432	518,1	22,38	6,8605	0,3
116	E7-53-11	Установлення дрібних конструкцій [підвіконників, зливів, парпетів та ін.] масою до 0,5 т	100шт	0,06	149,35	8,96	7,8488	0,47
		Розділ 5. Покрівля						
119	E12-20-3	Улаштування пароізоляції прокладної в один шар	100м ²	17,559	10,97	192,62	0,4017	7,05
120	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар	100м ²	17,559	63,67	1117,98	1,8756	32,93
122	E12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100м ²	17,559	38,39	674,09	6,4686	113,58
123	E12-1-5	Улаштування покрівель скатних із наплавлених матеріалів у три шари	100м ²	17,4061	30,97	539,07	1,8076	31,46
124	E12-1-7	Улаштування додаткового шару покрівельних рулонних наплавлених матеріалів	100м ²	17,4061	9,17	159,61	0,598	10,41
127	E12-16-1	Улаштування ковпаків над шахтами у два канали	1 колпак	3	3,05	9,15	0,0266	0,08
128	E12-16-2	Додавати на кожному наступні два канали понад два до норми 12-16-1	1 колпак	3	1,53	4,59	0,0266	0,08
129	E12-15-1	Улаштування дрібних покриттів [брандмауери, парпети, звіси і т.п.] із листової оцинкованої сталі	100м ²	2,5494	132,8	338,56	0,5247	1,34
130	E12-7-2	Улаштування примикань рулонних і мастичних покрівель до стін і парпетів висотою більше 600 мм з одним фартухом	100м	4,1715	66,36	276,82	1,7249	7,2
131	E12-7-1	Улаштування примикань	100м	0,1712	36,5	6,25	1,4916	0,26

1	2	3	4	5	6	7	8	9	
		рулонних і мастичних покрівель до стін і парпетів висотою до 600 мм без фартухів							
132	Е12-8-1	Захист розжолобок додатковим двошаровим килимом із рулонних матеріалів	100м	0,981	18,49	18,14	1,5992	1,57	
		Розділ 6. Двері							
133	ЕН10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100м2	0,07968	139,67	11,13	23,5338	1,88	
					Лист 124,82				
	134	ЕН10-26-2	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу більше 3 м2	100м2	0,12152	124,82	15,17	17,202	2,09
					66				
	135	ЕН10-33-1	Конопачення дверних коробок ключчям у зовнішніх кам'яних стінах, площа прорізу до 3 м2	100м2	0,07968	56,56	4,51	-	-
	136	ЕН10-33-2	Конопачення дверних коробок ключчям у зовнішніх кам'яних стінах, площа прорізу більше 3 м2	100м2	0,12152	39,82	4,84	-	-
	140	ЕН10-21-1	Встановлення закривача дверного верхнього розташування	100шт	0,02	118,97	2,38	-	-
	142	ЕН15-166-3 к=2,4	Поліпшене фарбування білилами по дереву заповнень дверних прорізів у кам'яних стінах (полотна глухі)	100м2	0,48288	138,2	66,73	0,0111	0,01
	143	ЕН10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100м2	0,5628	139,67	78,61	23,5338	13,24
	144	ЕН10-26-2	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу більше 3 м2	100м2	0,2443	124,82	30,49	17,202	4,2
	145	ЕН10-26-3	Установлення дверних блоків у перегородках і дерев'яних нерублених стінах, площа прорізу до 3 м2	100м2	1,1132	181,7	202,27	-	-
	152	ЕН15-202-1	Скління склом віконним дверей на штапиках по замазці (склом товщиною 4 мм)	100м2	0,1064	138,1	14,69	0,1998	0,02
	153	ЕН15-166-3 к=2,4	Поліпшене фарбування білилами по дереву заповнень дверних прорізів в кам'яних стінах (полотна глухі)	100м2	1,35072	138,2	186,67	0,0111	0,01
	154	ЕН15-166-3 к=1,8	Поліпшене фарбування білилами по дереву заповнень дверних прорізів в кам'яних стінах (полотна засклені)	100м2	0,43974	138,2	60,77	0,0111	-
	155	ЕН15-166-3 к=2,7	Поліпшене фарбування білилами по дереву заповнень дверних прорізів в перегородках (полотна глухі)	100м2	3,00564	138,2	415,38	0,0111	0,03
	156	ЕН10-28-3	Заповнення дверних прорізів готовими дверними блоками площею більше 3 м2 з металопластику у кам'яних стінах	100м2	0,144	59,88	8,62	10,23	1,47

КР 36.25.АматВ ВУД 2201-2см

кум Підпис Дата

1	2	3	4	5	6	7	8	9
183	ЕН11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм (поризованих)	100м2	3,2257	56,25	181,45	1,0323	3,33
184	ЕН11-11-2	Додавати або виключати на кожні 5 мм зміни товщини стяжок цементних	100м2	22,5799	1,88	42,45	0,2664	6,02
185	ЕН11-28-4	Улаштування покриттів із плиток килимових керамічних товщиною 4-6 мм	100м2	3,2257	116,47	375,7	1,2489	4,03
186	ЕН11-42-5	Улаштування плінтусів із плиток керамічних	100м	3,54827	29,85	105,92	0,1221	0,43
		Деталь ТД507 серія 2.244-1 випуск 6						
		Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм (поризованих нижній шар)	100м2	10,613	56,25	596,98	1,0323	10,96
		Додавати або виключати на кожні 5 мм зміни товщини стяжок цементних	100м2	74,291	1,88	139,67	0,2664	19,79
		Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм (поризованих верхній шар)	100м2	10,613	56,25	596,98	1,0323	10,96
		Улаштування покриття з лінолеуму полівінілхлоридного марки АСН товщиною 1,5 мм на клеї на теплоізолюючій підоснові	100м2	10,613	55,79	592,1	0,0666	0,71
		Улаштування плінтусів полівінілхлоридних на клеї КН-2	100м	11,6743	12,84	149,9	0,0222	0,26
		Деталь ТД509 серія 2.244-1 випуск 6						
		Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм (поризованих нижній шар)	100м2	2,3635	56,25	132,95	1,0323	2,44
		Додавати або виключати на кожні 5 мм зміни товщини стяжок цементних	100м2	16,5445	1,88	31,1	0,2664	4,41
		Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм (поризованих верхній шар)	100м2	2,3635	56,25	132,95	1,0323	2,44
		Улаштування покриття з реліну на клеї	100м2	2,3635	62,5	147,72	0,0666	0,16
		Улаштування плінтусів полівінілхлоридних на клеї КН-2	100м	2,6	12,84	33,38	0,0222	0,06
		Деталь ТД736 серія 2.244-1 випуск 6						
		Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	100м2	13,0058	56,25	731,58	1,0323	13,43
		Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини цементних стяжок (до 40 мм)	100м2	52,0232	1,88	97,8	0,2664	13,86
		Улаштування покриттів мозаїчних [террацо] товщиною 20 мм без малюнка	100м2	13,0058	229,5	2984,83	2,5974	33,78
		Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини мозаїчного покриття [террацо] без малюнка і з малюнком (до 25 мм)	100м2	13,0058	24,17	314,35	0,2664	3,46
		Улаштування плінтусів цементних	100м	14,3064	12	171,68	0,0666	0,95
		Деталь ТД841 серія 2.244-1 випуск 6						
		Улаштування стяжок цементних	100м2	1,2141	56,25	68,29	1,0323	1,25

КР 36.25 АТДІВ БУД 2201-2сн

Лист

5685

кум Підпис Дата

1	2	3	4	5	6	7	8	9
		плиток] без установлення плиток туалетної гарнітури по цеглі і бетону						
		Розділ 10. Зовнішнє оздоблення						
220	ЕН15-78-1	Утеплення фасадів мінеральними плитами товщиною 140 мм та оздоблення декоративним розчином по технології CEREZIT. Стіни гладкі	100 м2	26,5518	479,94	12743,27	-	-
223	Е8-35-1	Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних	100м2 вп	41,293	68,57	2831,46	-	-
		риштувальних трубчастих конструкцій до 16 м для мурування облицювання				Лист		
						70		
224	ЕН15-9-6	Облицювання поверхонь лінійними чистотесаними фасонними каменями вапняковими при кількості каменів в 1 м2 понад 6	100 м2	3,0258	1135,34	3435,31	16,3921	49,6

3.5. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт

Область застосування

Технологічна карта розроблена на виконання комплексних робіт. Будівництво об'єкту виконує підрядна організація. Подачу води, електроенергії і зв'язку забезпечується від існуючих мереж. Збірні залізобетонні конструкції доставляються з підприємств.

Решта будівельного матеріалу доставляється автотранспортом з баз УПТК в контейнерах і пакетах.

Технологічною картою передбачається виконання комплексу покрівельних робіт:

- влаштування пароізоляції;
- влаштування утеплювача;
- виконання цементної стяжки;
- влаштування водоізоляційної ковдри;

Основними механізмами при виконанні покрівельних робіт є:

- кран, встановлюваний на покрівлі;
- штукатурна станція "Салют-2";
- Рухома установка ПКУ-35.

Бригада покрівельників у складі 10 чоловік працює в одну зміну.

Визначення обсягів і трудомісткості робіт.

Об'єми робіт по влаштуванню покрівельних робіт визначаються через кошторис. Трудомісткість підраховується по ЕНиР з урахуванням всіх супутніх і основних робіт в калькуляції трудових затрат.

Організація будівельного процесу

к/м	Підпис	Дата

До початку виконання будівельних робіт необхідно виконати ряд робіт:

- закінчити будівельні роботи по зведенню коробки будівлі;
- здати по акту готовність основи до виконання покрівлі;
- забезпечити об'єкт всіма необхідними механізмами;
- забезпечити об'єкт електроенергією і під'їзними дорогами;
- забезпечити об'єкт необхідними матеріалами;

Методи і послідовність виконання робіт

Будівлю умовно розбивають на 2 захватки. Бригада забезпечується необхідним нормо комплектом інструментів, механізмами.

Для організації подачі матеріалів на покриття встановлюють на покрівлі кран МРМЗ-1

Цементний розчин для стяжки подається по шлангам з штукатурної станції "Салют-2"

Бітумна мастика транспортується по шлангам установки ПК4-45. Для переміщення матеріалів по покрівлі використовується моторолер.

Застосування перерахованих механізмів, інструментів і виконання рекомендацій технологічної карти дозволяє збільшити натуральну виробітку на покрівельника 2-3%.

Технологія будівельного процесу

До початку робіт по влаштуванню покрівлі необхідно виконати :

- всі будівельні роботи на даху;
- встановити водостічні лійки;
- вирівняти розчином основу покриття;
- очистити основу покрівлі від пилу і сміття, просушити його.

Пароізоляція виконується з одного шару руберойду на бітумній мастиці. Бітумно-кукерсольну мастику на об'єкт доставляють в автогудрокаторах.

Подачу мастики виконують на броньованому шлангу установкою для подачі і транспортування її ПК4-45.

Подачу руберойду і супутніх матеріалів виконують встановленим на покрівлі краном. Влаштування пароізоляції виконує ланка покрівельників у складі бригади. Окріплення руберойду здійснює ланка покрівельників у складі бригади. Окріплення руберойду здійснює ланка покрівельників у складі бригади.

					Лист
		3 чол	КР-36.25-АтсІВ БУД 2201-26т	2 розряду.	72
кум	Підпис	Дата			

Роботи по накладці рулонної пароізоляції виконують в такій послідовності: робітник 4 розряду за допомогою форсунки наносить шар мастики на поверхню покриття, робітник 3 розряду розкатує рулон руберойду і катком приказує його до шару мастики. Робітник 2 розряду утримує шланг, по котрому подається мастика від перегинів і допомагає робітнику 4 розряду наносити мастику на поверхню основи.

Збільшення виробітки досягається за рахунок транспортування і механізованого нанесення мастики з допомогою установки ПК4-45М, раціональних методів і прийомів праці.

Влаштування теплоізоляції виконується з мінераловатних плит товщиною 200мм.

Подачу матеріалів виконують краном в контейнерах.

Поверхня розбивається на ділянки. Ділянку розбивають на смуги, шириною 3м, по межах яких за допомогою нівеліру встановлюють маяки. Між маяками укладаються маячні смуги з газосилікатних плит. Після укладки мінераловатних плит шви між ними заповнюють крихтою з газосилікату і ущільнюють до рівня укладених плит катком. Зазор між рейкою-шаблоном не повинен перевищувати 1см на довжину шаблону. Доставка матеріалів від приймальної площадки до місця укладки виконується моторолером.

Роботи по укладці утеплювача виконує ланка з 5 робітників – одного 4 розряду, двох 3 розряду і двох 2 розряду. Покрівельники 4 і 2 розрядів укладають плити на поверхню. Покрівельник 4 розряду контролює правильність укладки рейкою-шаблоном. Покрівельник 3 розряду заповнює пустоти між плитами і

виконує укладку катком. Моторист моторолера виконує доставку матеріалів. Збільшення виробітки досягається за рахунок раціональних прийомів і методів праці, використання інструмента, інвентарю і пристосувань.

Для виконання цементної стяжки цементно-піщаний розчин доставляють на об'єкт автосамоскиди розвантажують в бункер штукатурної станції. Розчин з штукатурної станції "Салют 2" по шлангам подають на покриття, де його укладають смугами 3м по маячній рейці. Рейки укладають по виведеним нівеліром відміткам і закріплюють розчином. Смуги шириною 3м заповнюють розчином через одну, суміжні смуги заповнюють після тужавіння розчину на раніше укладених смугах.

Місця переходу від горизонтальних поверхонь до вертикальних виконувати викруткою з цементно-піщаного розчину радіусом 100мм.

Роботи по влаштуванню цементної стяжки виконує ланка покрівельників у складі 4 чоловік: одного 4 розряду, одного 2 розряду і двох 3 розряду. Покрівельник 4 розряду за допомогою шлангу наносить на поверхню цементно-піщану суміш. Покрівельники 2 і 3 розрядів по маячним рейкам правилом розрівнюють укладений шар розчину. Покрівельник 2 розряду допомагає покрівельнику 4 розряду керувати шлангами. Керує штукатурною станцією машиніст 4 розряду.

Наклеювання рулонної ковдри на цементну стяжку виконується по просушеній поверхні. Просушена поверхня стяжки виконується з 4 шарів руберойду. Перший шар по цементній стяжці укладається зі звичайного руберойду, наступні шари з наплавлення мого руберойду. Влаштування гідроізоляційної ковдри починають з понижених місць і обклеювання водостічних ліжок. На поверхню основи під кровлю одночасно розкатують 7-10 рулонів. приміряють один рулон до другого і забезпечують накидання не менше 70мм по ширині. Потім приклеюють кінці всіх рулонів з одного боку і полотнища руберойду знов закатують в рулони.

Для розплавлення покривного мастичного шару рулону і підігріву основи при наклеюванні застосовують установку ТУР-72М, що працює на дизельному пальному.

Розкатують і прикатують наклеюваний рулон за допомогою катка-розкатчика. Коли покривний шар розігріється до в'язко-текучого стану, синхронним переміщенням установки і катка-розкатчика рулон розкатується і приклеюється до раніш нанесеного шару.

Роботи по влаштуванню гідроізоляційної ковдри виконує ланка покрівельників у складі 5 чоловік. Покрівельник 5 розряду установкою ТУР 72м за допомогою горіла, встановленого на катку, наносить захисний шар на полотнищі руберойду. Два покрівельника розкатують полотнища і прикатують катком. Завершальною операцією по влаштуванню покрівлі є влаштування захисного шару. Захисний шар виконується з гравію мілкої фракції, втопленого в бітумну мастику.

Чисельно-кваліфікаційний склад бригади.

Для розрахунку складу бригади необхідно трудомісткість розподілити по розрадам.

к	Підпис	Дата			

к	Підпис	Дата
---	--------	------

Таб

№ п/п	Об'єкт виробництва ЄНІР	Опис роботи	Склад ланки	Од. Вим.	Об'єм робіт	Норма витрат праці на од. вим.		Витрати праці на увесь обсяг		Розцінка в грн.	Заробітна плата в грн.
						Чол. час	Маш. час	Чол. час	Маш. час		
1	E7-4	Найменування роботи Очищення основи від сміття вручну	Покрівель ник 2р-1	100м ²	17.84	1.00	-	17.8	-	11.37	1187.04
2	E7-16	Подавання бітуму на покрівлю	Машиніст 2р-1 2р-1	100т/м	0.45	15.8	-	7.1	-	11.93	84.7
3	E7-13	Влаштування пароізоляції із руберойду на мастиці	Ізолюваль ник 3р-1; 2р-1	100м ²	17.84	6.70	-	119.5	-	11.93	1425.64
4	E7-16	Подача утеплювача на покриття за допомогою підйомнику.	Машиніст 3р-1 Такелажн ик 2р-2	100т/м	0.41	5.20	-	2.1	-	11.71	1187.04
5	E7-14	Укладка насущо утеплювача із мінераловатних плит	Ізолюваль ник 3р-1; 2р-1	100м ²	17.84	13.50	-	240.8	-	11.93	2872.74
6	E7-15	Укладка цементного розчину шаром 30мм з подачою розчину розчиномасом по утеплювачу із плит.	Ізолюваль ник 4р-1; 3р-1 2р-1	100м ²	17.84	6.80	-	121.3	-	12.49	1515.04

к.м	Підпис	Дата	КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст					Лист		
7		E7-15	Влаштування цементних бортиків в місцях примикання	Іzolовальник 4р-1; 3р-1 2р-1	100м	1.87	10.40	19.4	-	12.4
8		E7-16	Подавання рулонних матеріалів на покриття підйомником	Машиніст 3р-1 Такелажник 2р-2	100т/м	0.071	15.8	1.1	-	11.9
9		E7-1	Покриття 1 шару руберойдного килиму на бітумній мастиці	Іzolовальник 4р-1; 3р-1	100м ²	17.84	3.20	57.1	-	13.
10		E7-2	Наклеювання 3-х шарів наплавленого руберойду з оплавленням покрівного	Іzolовальник 4р-1; 3р-1	100м ²	53.52	4.80	256.9	-	13.
11		E7-2	Повторна прикатка катком	Іzolовальник 2р-1	100м ²	17.84	0.27	4.8	-	11.9
Всього								823	-	-

При виконанні робіт по влаштуванні покрівлі необхідно керуватись даною технологічною картою та ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

ід керуватись СНиП 3.1- іфікатив відповідності та схемам контролю якості. дається на інженерно данні робіт обов'язково переліком в технічній ровною рейкою в поперек еріалу від прийнятого в проектного для плоскої внутрішніх водостоків – ішків, пробіїн і видимих вання рулонного полотна дин на одного по ширині:

Заповнення граф номенклатури робіт (гр.2) та їх об'ємів (гр.3 і 4) прийняті в такій послідовності, щоб їх розташування сприяло поточному методу виконання робіт та давало б конкретну організаційно-технологічну ув'язку, відповідаючи вимогам наукової організації праці та техніки безпеки.

Вся номенклатура робіт, направлена на зведення будівлі, поділена на 5

етапів:

к/м	Підпис	Дата	Лист
			78

- **КР.36.25.Амр.ІВ.Буд.2201-2.ст** - **Додатковий перелік робіт, який входить до складу планування поверхні ґрунту, зрізка родючого шару та внутрішньо майданчикові роботи.**

- Зведення підземної частини будівлі - це розробка ґрунту в котлованах, зворотна засипка ґрунту, установка фундаментних блоків, влаштування гідроізоляції по фундаментах.

- Зведення надземної частини будівлі - це цегляна кладка зовнішніх та внутрішніх стін і перегородок, розшивка швів цегляної кладки, влаштування перемичок, збірних залізобетонних плит перекриття та покриття, влаштування покрівлі.

- Комплекс оздоблювальних робіт - заповнення дверних та віконних прорізів, скління, штукатурні та малярні роботи, влаштування підлог.

- Санітарно-технічні роботи - виконання опалення, вентиляції, водопроводу, газозабезпечення, електрообладнання та інш. непередбачених робіт.

Для кожного етапу будівництва визначені ведучі роботи, які мають значні об'єми, виконання яких дозволяє отримати закінчену конструктивну частину будівлі та приступити до виконання послідуєчих робіт. Основними ведучими роботами являються:

- влаштування фундаментів,
- зведення стін,
- монтаж плит перекриття та покриття,
- покрівельні роботи,
- оздоблювальні роботи.

Послідовність інших робіт визначена по кожному етапу в чіткій ув'язці з ведучими роботами. Ряд робіт по забезпеченню безпечних умов праці робітників включено до календарного плану під загальною назвою "Невраховані роботи".

На основі вибору виробництва робіт та засобів механізації, а також з допомогою відповідних формул підраховується тривалість виконання окремих видів робіт.

			<i>КР.36.25.АтаІВ БУД.2201-2017</i> бригад.	Лист
кум	Підпис	Дата		79

Чисельний та кваліфікаційний склад робочих-виконавців, а також робота їх по змінах та процесах в календарному плані будівництва прийнята на основі трьох основних даних:

- трудоемності
- термінів виконання робіт
- продуктивність праці, яка прийнята в середньому 1.1-1.2.

Для комплектування бригад по професіях та розрядах були використані збірники ЕНиР. Комплектація була виконана за умови, щоб перехід з однієї захватки на іншу не викликав організаційних перерв.

Розрахунковий склад бригад в календарному плані виконується в табличній формі з використанням формули:

$$Kч = Tн / Tср , (чол).$$

На інші дрібні роботи підготовчого періоду бригада підбирається по формулі:

$$Tср = Tн / Kч$$

Права частина графіка.

Побудова правої частини графіка ув'язано з лівою частиною з використанням усіх вимог поточно-сумісного методу, який забезпечує раціональне використання потрібних ресурсів. Послідовність та суміщення виконання окремих видів робіт виконана з таким розрахунком, щоб було досягнуто виконання умов технології, техніки безпеки і т.д., а також було скорочення строків будівництва. Наряду з виконанням ведучих робіт має місце виконання робіт по влаштуванню введів та випусків підземних комунікацій.

Графік виконання робіт в вигляді ліній-векторів по строках виконання прив'язаний до календаря за виключенням вихідних днів. Цифри над лінією показують число робочих в бригаді, склад якої устанавлений розрахунком.

Корегування календарного плану.

Після складення календарного плану виробництва робіт на об'єкті перевіряється, наскільки цей план відповідає поставленим до нього вимогам. Розроблений календарний план представляється зокоригований технічний документ по основним його параметрах.

			Лист
		КР.36.25.АтмІВ.БУД.2201-2ст	80
кум	Підпис	Дата	

В першу чергу виконується перевірка в відповідності з номенклатурою та об'ємами робіт відносно відомості об'ємів робіт з врахуванням об'єднання основних, супутніх та допоміжних робіт, а також виконання організаційно-технологічної послідовності. Після чого встановлено відповідність указаної в плані розрахункової тривалості будівництва нормативному строку згідно ДСТУ Б А.3.1-22:2013 [17].

$$T_{cp} = T_{прийн} / T_{норм} = 9 / 9,9 = 0.91 < 1.$$

Графіки дозволяють визначити необхідну кількість робітників в часі. Тому, враховуючи дуже важливе значення використання робочих бригад та рівномірне їх переміщення по окремих роботах, побудований графік переміщення робочих, в якому відсутні різкі перепади та піки, т.д.. різка кількість числа робочих. Графік зміни численності робочих оцінюється з допомогою коефіцієнта нерівномірності.

Складені графіки потреби в робочих ресурсах по основних професіях та графіки зміни робочих в часі.

Потреби в будівельних конструкціях, деталях, напівфабрикатах, матеріалах та обладнанні складені на основі календарного плану будівництва, робочих креслень та прийнятих рішень по технологічному виконанню робіт.

Основні будівельні машини також планують із розрахунку середньодобової потреби в них. Дані по потребі об'єкту в основних машинах визначається по потрібній кількості машинозмін, прийнятій в календарному плані об'єкту. При складенні графіку потреби в основних будівельних машинах запроектоване найбільш повне їх використання та максимальне завантаження, виключаючи

можливе виникнення не виробничих простоїв. Графіки тісно ув'язані з календарним планом виконання робіт.

3.7. Будівельний генеральний план

Короткий опис прийнятих рішень.

к/м	Підпис	Дата	Лист
			81

Будгенплан **КР.36.25.АтаІВ.БУД.2201-201** складений для будівництва окремого об'єкту, на якому крім існуючих та проектуємих постійних будівель, споруд і комунікацій показані необхідні для виконання будівництва тимчасові будівлі та споруди, склади, тимчасовій водопровід і т.п.

Основними необхідними даними для проектування будгенпланів являються:

- план ділянки забудови;
- календарний план;
- пояснювальна записка;
- перелік будівельних машин та механізмів;
- відомість потреб в будівельних машинах та матеріалах;
- дані про тимчасові будівлі та споруди їх перелік, кількість, розміри.

Основними нормативними документами потрібними для розробки будівельного генплану є:

ДБН А.3.1-5-2009 «Організація будівельного виробництва»

ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві»

ДБН В.1.1.7–2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»

ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»»

При проектуванні будгенплану необхідно дотримуватися слідуючих основних принципів:

- тимчасові будівлі та споруди, комунікації необхідно розташовувати на територіях, які не використовуються під забудівлю постійними будівлями та спорудами, при цьому повинні витримуватися протипожежні норми і вимоги

техніки безпеки, а також забезпечуватися належними санітарно-гігієнічними умовами;

- вартість тимчасових будівель, споруд, устроїв і комунікацій повинна бути найменшою. Для скорочення витрат на влаштування тимчасових будівель та споруд необхідно в першу чергу планувати будівництво та подальше використання постійних будівель та споруд, передбачених бюджетним планом;

к.ум	Підпис	Дата

- ~~КР 36.25 Ата ІВ БУД 2201-2ст~~ будівельні грузи та кількість їх

перевантажень в межах будмайданчика повинні бути найменшими. Для зменшення вартості внутрішньомайданчикового транспорту та складських операцій необхідно передбачувати розміщення складів матеріалів в зоні дії монтажних кранів. Розташування закритих складів, навісів та механізованих установок на території будмайданчика не повинно збільшувати обсяг внутрішньомайданчикового транспорту і складських приміщень.

При проектуванні бюджетного плану треба виходити з умов забезпечення найбільш раціонального побутового обслуговування робітників будівництва, а також враховувати необхідність дотримання вимог охорони праці та пожежної безпеки.

Розрахунок складських приміщень.

Складське господарство організують для своєчасного обслуговування будівництва будматеріалами в необхідній кількості і повній номенклатурі. Складське господарство розробляється з метою забезпечення прийому та зберігання матеріалів.

Рекомендується використовувати :

- відкриті майданчики;
- навіси;
- закриті склади.

Враховуючи способи зберігання різноманітних матеріалів по нормі та їх технічні характеристики, площа складів визначається:

$$S = Q_{ск} / q K_{ск}$$

де: q – кількість матеріалу, який укладається на 1 м² корисної площі складу;

$K_{ск}$ – коефіцієнт використання складської площі;

$Q_{ск}$ – запас матеріалів, які підлягають зберіганню на складі і

визначається:

$$Q_{ск} = Q_{заг} \cdot n \cdot K_1 \cdot K_2 / T$$

			де: КВ.36.25.АтмІВ БУД.2201-2Ст	Лист 83
кум	Підпис	Дата	запас матеріалів, деталей та конструкцій,	

потрібних для виконання будівництва;

P – норма запаса матеріалів на складі (дн);

T – тривалість виконання будівельно-монтажних робіт (дн);

K_1 – коефіцієнт нерівномірності подачі матеріалів на склад ($K_1=1.1$);

K_2 – коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів ($K_2=1.3$)

Розрахунок складських приміщень виконують в табличній формі див.таблицю.

Таблиця 3.17. Відомість потреби в основних будівельних матеріалах

№	Найменування	Один. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Цегла	тис. шт	845
2	Розчин	м ³	459
3	Бетон	м ³	404
4	Електроди	т	0.02
5	Пісок	м ³	535
6	Гравій, щебінь, керамзит	м ³	656
7	Вапно	т	15
8	Дошки, бруси	м ³	33
9	Цвяхи	т	2
10	Толь, руберойд, рулонні матеріали	м ²	7320
11	Бітум, мастики	т	9
12	Скло листове	м ²	1100
13	Клей, лак, фарба, оліфа, шпаклівка, замазка, ґрунтівка	т	3

1 4	Віконні блоки	м ²	318
1 5	Дверні блоки та ворота	м ²	332

Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика.

Проектування тимчасового водопостачання рекомендується виконувати в

конт.	Підпис	Дата	послідовності:	Лист
			КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст	84

- визначення споживачів води;
- визначення потреб води;
- визначення розрахункових витрат води на будівництво;
- встановлення вимог до якості води;
- вибір джерел водопостачання;
- проектування систем водопостачання;
- розрахунок діаметра труб.

Вихідними даними проектування водопостачання є:

- номенклатура і обсяги робіт;
- термін виконання робіт;
- кількість робітників, які зайняті на будівельному майданчику;
- дані про джерела водопостачання.

Розрахункові секундні витрати води визначаються за формулами для кожного споживача окремо.

На виробничі цілі секундні витрати води знаходять за формулою:

$$Q_b = \frac{V \cdot q \cdot K_1}{3600n};$$

де Q_b – максимальна витрата води (л.);

V – обсяг будівельних робіт, або кількість продукції, яка випускається у зміну на будівельному майданчику;

q – норма витрати води;

K_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання води;

n – кількість годин.

$$Q_{г} = 1,2 \cdot \frac{25868 \cdot 1,1}{8,2 \cdot 3600} = 1,16 \text{ л / сек.}$$

На господарські потреби витрати води знаходять по формулі:

$$Q_{г} = \frac{N_{роб.}}{3600} (q_1 \cdot K_3 + q_2 \cdot K_4);$$

де $Q_{г}$ -максимальні витрати води на господарсько-питні потреби на

			будівельному майданчику, л/с	Лист
кум	Підпис	Дата	КР.36.25.АтдІВ БУД 2201-2ст	85

$N_{роб.}$ - максимальна кількість працюючих у зміні;

q_1 - норма витрати води на одного чоловіка у зміну, л;

q_2 - норма витрати води на приймання одним робітником душа, л.;

K_3 - коефіцієнт нерівномірності споживання води на санітарно- побутові потреби;

K_4 - коефіцієнт, який враховує відношення робітників, які користуються душем, до найбільшої чисельності робітників у зміні і приймається рівним 0,3...0,4;

n - кількість годин у зміні.

$$Q_{г} = \frac{53}{3600} (15 \cdot 1,1 + 30 \cdot 0,4) = 0,21 \text{ л / сек.}$$

Для гасіння пожежі на будівельному майданчику секундні витрати води беруться за нормами, які приймаються залежно від площі будівельного майданчика, $Q_{пж}$;

$$Q_{пж.} = 10 \text{ л/с.}$$

Дані розрахунку зводимо в таблицю потреб у воді на будівельному майданчику.

Таблиця 3.18. Розрахунок потреб води

№ з/п	Споживачі води	Обсяг робіт у зміну		Витрати води, л/сек..	
		Одиниці виміру	Кількісний показник	Норма на одиницю виміру	Загальні витрати л/сек
1	2	3	4	5	6
І. Виробничі потреби					
1	Приготування:				

	а) бетонної суміші; б) цементного розчину	м ³	400	200	80000
		м ³	68,0	250	17000
продовження табл.3.6.					
2	Штукатурні роботи	м ²	124	7	868
Всього				97868	
II. Господарсько питні потреби					
1	Питні потреби	люд.	53	15	795
2	Користування душем	люд.	53	30	16590
Всього				17385	
КР.36.25.АтаІВ ВУД 2201-2ст					<i>Лист</i>
					86
<i>кум</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>			
Г	Гушіння пожежі, площею	до 30 га			10 л/сек
Разом					99153

Розрахункові секундні витрати води приймаємо за найбільшою величиною:

$$Q_{1роз.} = Q_{ар} + Q_2 = 1,36 \text{ л/сек.}$$

$$Q_{2роз.} = Q_n + 0,5(Q_s + Q_2) = 10 + 0,5(1,16 + 0,2) = 10,18 \text{ л/сек.}$$

$$\text{Отже, } Q_p = 10,18 \text{ л/сек.}$$

Розрахунок діаметра труб.

Розрахунок діаметра труб водопровідної мережі необхідно виконувати на періоди її найбільш напруженої роботи, тобто вона повинна забезпечити споживачів водою в частині максимального водозабору і на термін гасіння пожежі.

Розрахунок діаметра труб виконуємо за формулою:

$$d = \sqrt{\frac{4 Q_{роз.} \cdot 1000}{n \cdot V}}$$

де d - діаметр труби, мм;

$Q_{роз.}$ - максимальні розрахункові витрати води, л/сек.;

V - швидкість руху води в трубах, $V = 1,0 \text{ м/сек.}$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,18 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,0}} = 0,11 \text{ м}$$

Приймаємо діаметр тимчасового водопроводу $d = 150 \text{ мм.}$

Розрахунок тимчасового електрозабезпечення будівельного майданчика

Необхідна кількість електроенергії визначається за потужністю силових пристроїв, зовнішнього та внутрішнього освітлення і потреб виробництва.

Знаючи необхідну потужність силових пристроїв, потреби електроенергії на технологічні цілі, освітлення можна визначити сумарну потужність за формулою:

$$P=1,1 \left(\sum \frac{P_c \cdot K_1}{\cos f} + \sum \frac{P_T}{\cos f} + \sum P_{o.v.} \cdot K_3 + \sum P_{o.z.} \cdot K_4 \right),$$

кум	Підпис	Дата	де P - необхідна потужність джерела електроенергії і трансформаторів, кВт;	Лист 87
-----	--------	------	--	------------

l, l - коефіцієнт, який враховує втрати потужності в мережі;

P_c - потужність будівельних машин і пристроїв;

P_m - потужність, яка необхідна для виконання окремих видів БМР, кВт;

K_1, K_2, K_3, K_4 - коефіцієнти потоку, які приймаються із довідника;

$\cos f$ - коефіцієнт потужності, який залежить від числа споживачів силової електроенергії та завантажень (приймається для тимчасового електроосвітлення 0,75).

Таблиця 3.19. Витрати електроенергії

№ п/п	Найменування споживачів	Одиниці виміру	Кількісний показник	Норма на одиницю виміру або потужність, кВт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	2	3	4	5	6
I. Внутрішнє електроосвітлення					
1	Контора	м ²	12	15	180
2	Склад матеріалів	м ²	80	16	432
3	Приміщення для прийому їжі	м ²	19	21	399
4	Гардеробна	м ²	48	15	720
5	Приміщення для обігріву	м ²	19	11	209
Всього			1011		
II. Зовнішнє освітлення					
1	Дороги	м	170	5	850

2	Відкриті склади	м ²	80	0,8	64
3	Охоронне освітлення	м ²	5000	1,0	5000
Всього			5914		

Загальна потреба потужності :

$$P = 1,1(48 + 0,8 \cdot 1,73 + 1,0 \cdot 5,91) = 61 \text{ кВт.}$$

			Приймаємо комплексну трансформаторну підстанцію КІТ-120-10
кум	Підпис	Дата	Лист 88

кр.36.25.Атпів буд 2201-2ст
потужністю 120кВт.

РОЗДІЛ 4. ЕКОНОМІЧНИЙ

4.1. Визначення кошторисної вартості будівництва

Будівництво розташоване на території Сумської області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

			Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б	Лист
		Д.2.2-	2012); КР.36.25.АтаІВ БУД 2201-2ст	89
кум	Підпис	Дата		

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-2012);

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2 - 2012);

- Індивідуальні ресурсні елементні кошторисні норми;

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка Б до ДСТУ-Н Б Д.1.1-3-2013.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

1. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд ($C_{15} = 1$), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11
1,50000 %

2. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період ($K = 0,9$), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 26
0,72000 %

3. Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44
2,50 %

4. Вартість проектних робіт, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 49
- %

5. Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 4,50 %

6 Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у ..

7. Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 1,043

к/м	Підпис	Дата	Лист
			90

8. **КР 36.25.АтаІВ.БУД.2201-2см** Середній показник для визначення розміру кошторисного прибутку, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 3,82 грн./люд.-г

9. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 1,52 грн./люд.-г

Загальна кошторисна трудомісткість 146,83719 тис.люд.-г

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах 125,627 тис.люд.-г

Загальна кошторисна заробітна плата 16186,898 тис.грн.

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості (при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8) 18570,02 грн.

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:

у тому числі:	254323,390	тис.грн.
будівельні роботи -	206425,127	тис.грн.
вартість устаткування -	-	тис.грн.
інші витрати -	5511,031	тис.грн.
податок на додану вартість -	42387,232	тис.грн.

4.2. Техніко-економічні показники проекту

№ п/п	Найменування показників	Одиниці вимірюв.	Показники
1	2	3	4
1	Виробнича потужність	місць	760
2	Об'ємно-планувальні показники		
	площа забудови	м ²	2370
	будівельний об'єм	м ³	27018.00
	загальна корисна площа	м ²	5224.48
	житлова (робоча, виробнича) площа	м ²	3866.11
	K ₁ – відношення виробничої площі до загальної корисної		0.74
	K ₂ – відношення будівельного об'єму до загальної площі		5.17
3	Показники кошторисної вартості		
	- загальна кошторисна вартість	тис. грн	254323.390
	- кошторисна вартість об'єкту	тис. грн	192700,481
	- в т. числі будівельно-монтажних робіт	тис. грн	192700,481
4	Трудові витрати на зведення об'єкту	тис люд-год	138.479
5	Тривалість будівництва об'єкту		
	- за проектом	міс	9
	- за нормами	міс	11

кум Підпис Дата

Лист

133

КР 36.25.АмбІВ БУД 2201-2ст

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний від 2011-06-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с
2. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Київ- Мінрегіонбуд України 2009 – 75с.
3. ДБН В.2.6-25-99 ~~Правила будівництва споруд~~ ~~Київ Держбуд України 1999.~~ Лист
134
4. ДБН 360-92** Планування та забудова міських і сільських поселень Київ Держкоммістобудування України 1992 .
5. ДБН В.2.3-5-2001 Вулиці та дороги населених пунктів. Київ Держбуд України 2001.
6. ДБН В.2.5-28-2006 Природне та штучне освітлення: Київ Мінбуд України 2006.
7. ДБН А.3.1-5-96 Організація будівельного виробництва. Київ 1996.
8. ДБН А.3.2-2-2009 ССБП. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення. КиївЗНДІЕП, 2012.
9. ДБН В.1.2-2-2006 Навантаження та впливи: Київ Мінбуд України 2006
10. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції: Київ Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2011.
11. ДБН В.2.6-33:2008 Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування та експлуатації. Київ Мінрегіонбуд України 2009.
12. ДБН В.1.1.7–2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Захист від пожежі.
13. ДСТУ Б В.2.6-55:2008 Конструкції будинків і споруд. Перемички залізобетонні для будівель з цегляними стінами. Технічні умови
14. ДСанПиН 5.5.2.008-01 Государственные санитарные правила и нормы устройства, содержания общеобразовательных учебных заведений и организации учебно-воспитательного процесса

15.ДБН В.2.2-3:2018. Будинки і споруди. Заклади освіти. На заміну ДБН В.2.2-3-97 ; чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2022. 60 с.

16.ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Конструкції будинків і споруд. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови (ГОСТ 13579-78, MOD). На заміну Введено вперше (зі скасуванням в Україні ГОСТ 13579-78) ; чинний від 2010-01-25. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2011. 27 с.

17.ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів. На заміну СНиП 1.04.03-85* ; чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 30 с.

к.ум	Підпис	Дата

Лист

135

№ п/п	Найменування матеріалу	$\gamma_0, \text{кг/м}^3$	$\delta, \text{м}$	$\lambda, \text{Вт/(м}\cdot\text{°C)}$
	основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL			
4	Шар мінеральної штукатурки по сітці	1800	0.02	0.93

к	Підпис	Дата

Розрахунок величини коефіцієнта теплопередачі в середнінні приміщення – нормальній, $\phi = 50\%$, температура внутрішнього повітря $t_B = +21^\circ\text{C}$. Умови експлуатації конструкцій – Б.

Коефіцієнт внутрішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2006: $\alpha_в = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot\text{°C}}$

Коефіцієнт зовнішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2006: $\alpha_н = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot\text{°C}}$

Із формули визначення опору теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R = \frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_н} \geq R_{q, \min}$$

Знаходимо мінімально необхідну товщину утеплювача для утеплення зовнішньої стіни:

$$\delta_3 \geq \lambda_3 \cdot \left(R_{q, \min} - \left(\frac{1}{\alpha_в} + \frac{1}{\alpha_н} \right) - \left(\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) \right) = \delta$$

$$\delta \geq 0,042 \cdot \left(4,0 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} \right) - \left(\frac{0,02}{0,93} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{0,02}{0,93} \right) \right) = 0,139 \text{ м}$$

Із каталогу мінеральної вати на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL приймаємо найближчу більшу товщину плит, яка складає 140 мм.

Отже для утеплення зовнішніх стін приймаємо мінераловатні плити FASROCK-L товщиною 140 мм.

Лист
усере
137

КР.36.25.АтмДВ БУД 2201-2ст