

РЕФЕРАТ

Виробничий корпус заводу загальною площею 5500 м.кв. у м. Червоноград Львівською області з аналізом несучої здатності сендвічпанелей.

Марич Микола Степанович – Дипломний проект. Кафедра технології та організації будівництва. – Дубляни, ЛНУП, 2024.

79с. текст.част., 35рис., 10табл., 55джерел, ___арк.граф.част. формату А1.

Розроблено генеральний план заводу на ділянці площею 1.0 гектара та визначено основні параметри об'єкта. Основною будівлею є виробничий корпус, який деталізується при розробці дипломного проекту. Будівля має один поверх і за конструктивною схемою каркасна з несучими елементами із металевих конструкцій.

У рамках проекту розроблено плани, фасади, розрізи, деталі, плани перекриття і покриття. Проект включає розрахунки та проектування фундаментів, складення технологічної карти для влаштування паль і монтаж конструкцій, розроблено будівельний генеральний план. Це дозволяє здійснити будівництво на сучасному технологічно-організаційному рівні, забезпечуючи швидкість та якість виконання проекту.

Проведено аналіз несучої здатності сендвічпанелей.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	8
1.1 Генплан	8
1.1 Об'ємно-планувальний вирішення будинку	9
1.2 Конструктивні вирішення	10
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	15
2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика.....	15
2.2 Розрахунок пальових фундаментів.....	18
2.2.1 Розрахунок пальового фундаменту для колони ряду А.....	20
2.2.2 Визначення навантаження на палю та призначення її розмірів..	22
2.2.3 Розрахунок ростверку.....	23
2.2.4 Розрахунок пальового фундаменту для колони ряду Б.	27
2.4.8 Визначення фактичного навантаження на палю.....	29
РОЗДІЛ 3 Технологічно-організаційний розділ.....	31
3.1. Технологічна карта на влаштування залізобетонних паль буронабивним методом.....	31
3.1.1 Технологія забивання готових паль.....	31
3.1.2 Послідовність забивання паль.....	36
3.2 Технологічна карта на монтаж конструкцій.....	36
3.2.1 Розбивка основного будинку на захватки.	37
3.2.2 Визначення номенклатури й об'ємів будівельно-монтажних робіт.	37
3.2.3 Вибір методу виконання робіт.	40
3.2.4 Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу конструкцій	41
3.3 Проектування будгенплану	43
3.3.1 Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будинків. .	43
3.3.2 Розрахунок складів будівельних матеріалів і конструкцій.	43
3.3.3 Розрахунок тимчасового водопостачання.	46
3.3.4 Розрахунок тимчасового електропостачання.....	48
РОЗДІЛ 4 ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА	49

4.1 Зведений кошторисний розрахунок	Ошибка! Закладка не определена.
4.2 Об'єктний кошторис	Ошибка! Закладка не определена.
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ.....	56
5.1 Завдання охорони праці в будівництві	Ошибка! Закладка не определена.
5.2 Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів на будівельному майданчику.....	Ошибка! Закладка не определена.
5.3 Техніка безпеки при монтажі металевих конструкцій виробничого корпусу.....	Ошибка! Закладка не определена.
5.4 Техніка безпеки при влаштуванні покрівлі	Ошибка! Закладка не определена.
РОЗДІЛ 6 НАУКОВА РОБОТА	62
6.1 Аналіз існуючих конструктивних рішень тришарових панелей з легким середнім шаром	62
6.2 Статичний розрахунок сендвіч-панелей.....	68
6.3 Розрахунок несучої здатності тришарової панелі.....	73
ВИСНОВКИ	75
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК.....	76

ЛНУП кафедра ТОб

ВСТУП

У поточний час проектування будівель та споруд може бути розділене на наступні етапи.

Завдання:

Початок проектування визначається завданням, яке формується основними технологічними процесами або призначенням об'єкта.

Участь архітекторів, технологів і будівельників-проектувальників у формуванні завдання.

Розробка принципів рішень:

Спільна розробка об'ємно-планувального компонування для отримання конструктивної форми будинку або споруди.

Узгодження принципів рішень з технологічними та проектними організаціями перед початком проектування.

Проектування:

Розробка об'ємно-планувальних рішень та конструктивної форми у вигляді схем.

Вибір матеріалів, типів з'єднань, методів виготовлення і монтажу.

Узгодження даних з замовником, виробниками, монтажниками та іншими учасниками проектування.

Оптимізація конструкцій:

Рациональне використання типів конструкцій та їхню серійність.

Використання передових технологій виготовлення та монтажу.

Індустріалізація будівництва за допомогою комплексної механізації.

Остаточна розробка проекту:

Розробка проекту будинку і споруди.

Застосування типізації, уніфікації та стандартизації для зведення розробки робочих креслень до монтажно-маркувальних схем, планів і розмірів.

Конструкція будинку – на основі крупнорозмірних збірних елементів з максимальною заводською готовністю. Прольоти несучих конструкцій обрані відповідно до єдиної модульної системи (ЄМС).

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Генплан

Вибрана для будівництва територія розташована на околиці м. Червоноград. Площа підприємства становить 1,93 га, і вона вільна від забудови, використовуючи землі, які не придатні для сільськогосподарського використання.

Рельєф на ділянці є спокійним, і на ній необхідно розробити проект виробничого корпусу. Усі зони пов'язані між собою таким чином, щоб утворювати єдиний комплекс, зв'язок між якими забезпечується автомобільними доріжками.

При вертикальному плануванні зберігається рельєф, а горизонтальне планування виконується лише під будівлями.

Для забезпечення доступу до території підприємства облаштовані проїзди та майданчики з асфальтовим покриттям, а сама територія прикрашена зеленими насадженнями.

Головний напрямок вітрів у даному районі будівництва - західний. Перед початком робіт з благоустрою території ділянки будуть прокладені інженерні комунікації, з урахуванням вимог охорони природи.

Електропостачання та водопостачання підключені до існуючої сільської мережі.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники генплану

№ п/п	Назва	Площа
1	Площа території, га	1,93
2	Площа забудови, га	0,6
3	Площа проїздів та майданчиків, га	0,22
4	Озеленення майданчика, га	0,53

Вертикальна і горизонтальна прив'язка запроєктованої будівлі проводиться геодезична по маркерах з перевіркою GPS навігацією.

1.1 Об'ємно-планувальний вирішення будинку

При розробці об'ємно-планувальних рішень були враховані такі вимоги:

Забезпечення технологічного процесу.

Забезпечення природного освітлення.

Забезпечення комфорту для робочого персоналу.

Будівля спроектована як типова з максимальним використанням уніфікованих конструкцій, що призводить до зниження загальної вартості будівлі. Виробничий корпус складається з двох блоків: виробничого та адміністративно-побутового. Ці блоки об'єднані в одну будівлю, але мають різні конструктивні рішення. Виробничий блок розроблений з металевих конструкцій, а адміністративно-побутові приміщення - з залізобетонних конструкцій. Загальна площа будинку становить 5616 м². Довжина будівлі в осях 1-27 - 156 м, ширина в осях А-Ж – 36 м, висота до низу несучих конструкцій – 13.5 м.

Ці об'ємно-планувальні рішення забезпечують:

Відповідність функціональному призначенню та сучасним архітектурно-художнім вимогам.

Комфортні умови для працівників.

Раціональне розташування основних, підсобних, складських і допоміжних служб з поділом людських і вантажних потоків.

Уніфікацію об'ємно-планувальних та конструктивних елементів.

На покрівлі виробничої частини будівлі не передбачено встановлення світлоаераційних ліхтарів, оскільки необхідна кількість світла забезпечується великими віконними прорізами.

Для забезпечення протипожежної безпеки передбачено встановлення меж вогнестійкості у будівельних конструкціях, які забезпечують необхідний рівень вогнестійкості для будинків і споруд. Всі приміщення з різними категоріями виробництва та склади розділені протипожежними стінами та перегородками. Кожен будинок та приміщення мають не менше двох евакуаційних виходів.

Обрані конструктивні рішення, такі як використання металевих конструкцій будинку, сприяють зменшенню витрат будівельних матеріалів та

зниженню матеріалоемності та трудомісткості під час зведення будинків.

Прольоти будинку обладнані мостовими кранами з такими параметрами:

Склад зберігання лісоматеріалів: 1 кран з вантажопідйомністю 10 т;

Формувально-пресувальне відділення: 1 кран з вантажопідйомністю 10 т.

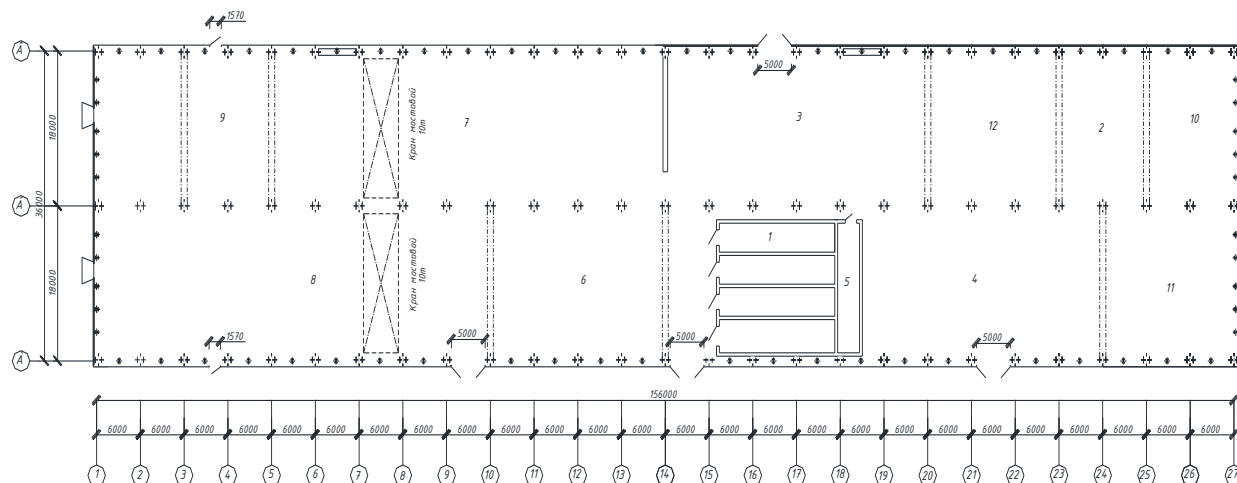


Рис. 1.1 План виробничого корпусу заводу

1 – сушильна камера; 2 – лакувальна; 3 – столярна ділянка №1; 4 – вільна ділянка; 5 – комп'ютерна; 6 – склад готової продукції; 7 – формувально-пресувальне відділення; 8 – склад зберігання лісоматеріалів; 9 – столярна ділянка №2; 10 – склад інвентарна; 11 – склад зберігання готової продукції; 12 – столярна ділянка №3;

1.2 Конструктивні вирішення

Для зручності конструктивні елементи будинки зведено в таблицю 1.

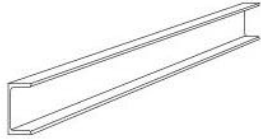



Таблиця 1.2 – Специфікація елементів

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
1	2	3	4	5	6
Колони ряду А, К1		-	3,38	27	- / 81,12
Колони ряду Ж, К1		-	3,38	27	- / 81,12

продовження табл. 1.2

1	2	3	4	5	6
Колони ряду В, К2		-	3,95	27	- / 94,8
Підкранові балки 6 м (проліт А-Б, осі 6-13) ПБ2		-	2,58	46	- / 118,68
Підкранові балки 6 м (проліт Б-В, осі 6-9) ПБ1		-	2,58	54	- / 139,32

продовження табл. 1.2

1	2	3	4	5	6
Прогони		-	0,103		- / 90,3
Ферми Ф1 18м.		-	2,88	54	- / 138,24
Плити покриття типу «сендвіч» (3 × 6)		-	0,126	324	- / 40,824
Стінові сендвіч-панелі 1,2 х 6		-	0,1	432	- / 43.2

продовження табл. 1.2

1	2	3	4	5	6
Стінові сендвіч-панелі 0,3 x 6		-	0,04	39	- / 1.56
Стінові сендвіч-панелі 1,2 x 6,15		-	0,105	24	- / 2.52
Стінові сендвіч-панелі 1,2 x 0,5		-	0,02	32	- / 0.64

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика

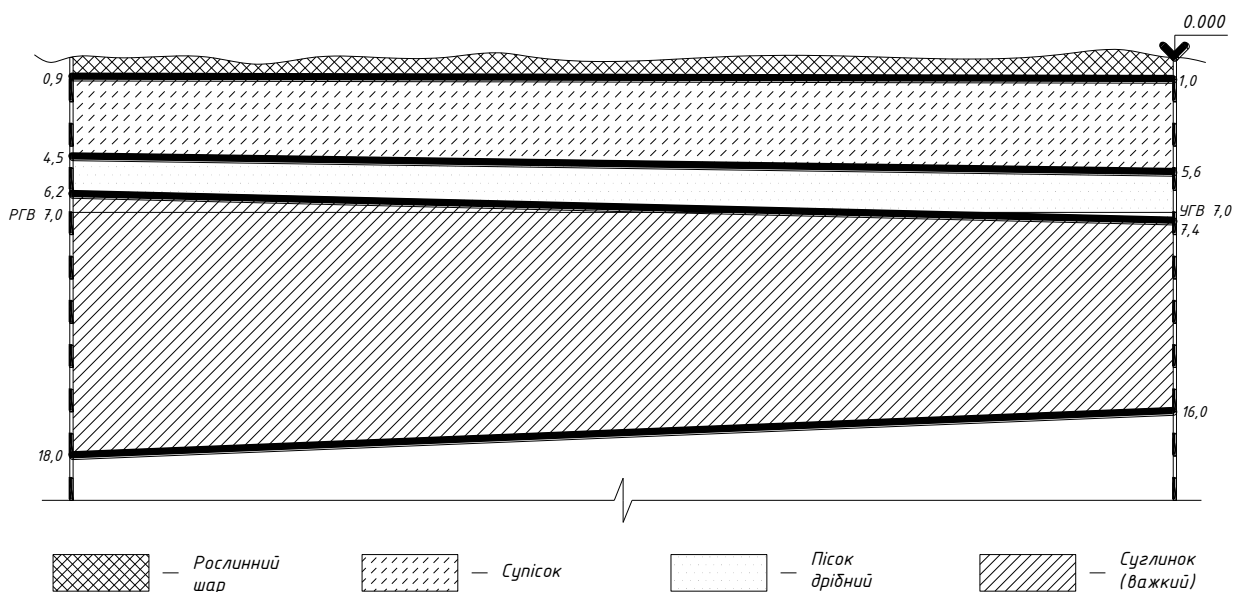


Рис. 2.1 Геологічний розріз

Щодо основних фізичних характеристик та класифікаційних показників майданчиків, визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів майданчика є ключовим для встановлення розрахункового опору та деформації основи. Наприклад, для пілуватоглинистих ґрунтів, таких як супісок та суглинок, проводяться вимірювання числа пластичності ґрунту за вологості на границі текучості й розкочування.

$$I_p = W_l - W_p = 0,20 - 0,14 = 0,06$$

- коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,18) \cdot \frac{26,7}{16,3} - 1 = 0,93$$

де ρ_s – щільність мінеральних часток

W – природна вологість ρ – природна щільність

- показник текучості ґрунту

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,18 - 0,14}{0,06} = 0,67$$

Стан вологонасиченого пілувато-глинистого ґрунту встановлюється за значенням, яке вказує на його вологовміст, якщо в геологічному профілі присутні ненормовані піщані ґрунти, такі як пухкий пісок. У випадку і-того шару цих піщаних ґрунтів, характеристики несучої здатності, такі як кут внутрішнього тертя (φ), та коефіцієнт пружності (C), приймаються на основі безпосередніх вимірів у лабораторії або на місці (відомих з завдання). Модуль деформації (E) визначається з даних пробних навантажень на ґрунт за встановленою формулою

$$E = (1 - \mu^2) \frac{\Delta P \cdot A}{\Delta S \cdot d} = (1 - 0,3^2) \frac{0,2 \cdot (10^6) \cdot 5000 \cdot (10^{-4})}{0,52 \cdot (10^{-2}) \cdot 79 \cdot (10^{-2}) \cdot (10^6)} = 24,34 \text{ МПа}$$

де μ – коефіцієнт бічної деформації (коефіцієнт Пуассона);

P – питомий тиск на штамп (приймається за завданням у межах прямої пропорційності осідання від навантаження;

A – площа штампа ($A = 5000 \text{ см}^2$);

S – осідання штампа від дії навантаження P ;

d – діаметр круглого штампа площею $A = 5000 \text{ см}^2$ ($d = 79 \text{ см}$)

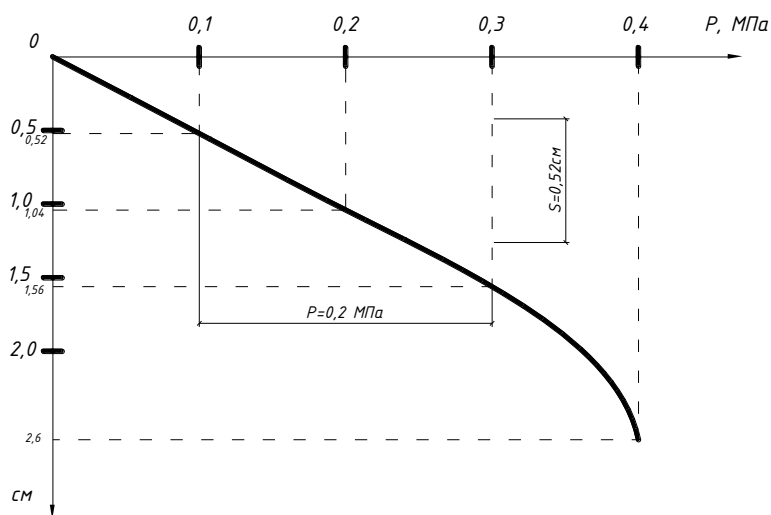


Рис. 2.2 Відносний стиск ґрунту в залежності від тиску

Для суглинку визначається показник пластичності ґрунту, враховуючи значення вологості при переході від текучості до розкочування.

$$I_p = W_l - W_p = 0,42 - 0,16 = 0,26$$

- коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,19) \cdot \frac{27,0}{19,7} - 1 = 0,63$$

де ρ_s – щільність мінеральних часток

W – природна вологість ρ – природна щільність

- показник текучості ґрунту

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,19 - 0,16}{0,26} = 0,115,$$

На підставі конкретних фізичних властивостей та класифікаційних показників ґрунту, зазначених у таблицях 2 і 3 додатка I до ДБН визначаються характеристики несучої здатності та деформаційні параметри ґрунту, такі як кут внутрішнього тертя φ' , коефіцієнт пружності C (кПа), та модуль деформації E (кПа) які потім вносяться до таблиці 2.1.

2) для піщаних ґрунтів (пісок дрібний) визначаються:

- коефіцієнт пористості e

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,2) \cdot \frac{26,5}{18,9} - 1 = 0,68$$

- ступінь вологості ґрунту

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot e} = \frac{0,2 \cdot 26,5}{10 \cdot 0,68} = 0,78$$

за значенням якої встановлюють стан ґрунту при ступені вологості.

По обчислених фізико-механічних характеристиках і класифікаційним показникам ґрунту по табл.1 додаток 1 ДБН визначаються деформаційні і характеристики несучої здатності ґрунту φ' , C (кПа), E (кПа) і вносимо в таблиця 2.1.

Всі розраховані та визначені фізико-механічні властивості ґрунтів верхніх шарів фіксуються в компактну таблицю фізико-механічних характеристик ґрунтів майданчика.

Таблиця 2.1 – Характеристики ґрунтів

Назва шару	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	C , кПа	φ , гради	E , МПа
1	2	3	4	5	6
Рослинний шар	16,4	-	-	-	-
Супісок	16,3	26,7	5	20	24,34
Пісок дрібний	18,9	26,5	2	30,8	25
Суглинок важкий	19,7	27,0	32,2	24,2	23

2.2 Розрахунок пальових фундаментів

Визначення оптимальної глибини залягання ростверку залежить від ряду чинників, включаючи:

Глибину промерзання ґрунту:

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту розраховується за визначеною формулою:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{|M_t|} = 0,28 \cdot \sqrt{|-16|} = 1,12 \text{ м},$$

де M_t – коефіцієнт представляє собою числове значення, яке визначається як сума абсолютних значень середньомісячних негативних температур протягом

зими в конкретному регіоні. по ДСТУ (для м. Червоноград Львівської області $M_t = -16$).

d_0 – величина в метрах, прийнята рівною:

для суглинків і глин – 0,23 м;

для супісків, пісків дрібних і пилюватих – 0,28 м;

для пісків середньої фракції, великих і гравійних – 0,30 м;

для великоуламкових ґрунтів – 0,34 м.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту визначається: (м)

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,54 \cdot 1,12 = 0,604 \text{ м}$$

де k_h – коефіцієнт що враховує вплив теплового режиму споруди й прийнятий по таблиці №1 ДБН.

Глибина закладення фундаментів по першому факторі (глибині промерзання) визначається по формулі: $d_1 = d_f = 0,604$ м;

Наявність конструктивних особливостей.

У нашому випадку підвальних приміщень нема, тому $d_2 = d_b = 0$

Глибина закладення ростверку. Виходячи з умови, що $d_p \geq 315 + h_{cm}$,

де d_p – глибина залягання ростверку, м;

h_{cm} – глибина стакану у фундаменті. Для фундаментів під суцільні металеві колони $h_{cm} = 0,7$ м

$$d_p = 315 + 700 = 1015 \text{ мм} = 1,015 \text{ м}$$

Враховуючи всі наведені умови, ми обираємо глибину закладення ростверку (d_p) на рівні 1,33 м, враховуючи кратність ростверку по висоті, яка становить 15 см.

Ми встановлюємо шарнірне з'єднання між ростверком і палією. Головна частина палії входить у тіло ростверку на 5–10 см, при чому для розрахунків ми приймаємо це значення рівним 10 см.

Таким чином, відмітка верху палії складає -1,23 м.

Обираючи несучий шар, ми припускаємо, що найбільш відповідатиме вимогам буде суглинок важкий. Тому, прокладаючи дорогу через шар супіску і дрібного піску, поглиблюємо пали в суглинок до відмітки 8,23 м (за стандартною довжиною палі). Водночас, довжина палі складає $h_{cg} = 7$ м.

Під нижнім кінцем палі розташований стиснутий ґрунт ($E < 50$ МПа). Далі проводимо розрахунки, використовуючи модель для висячої палі. Вибираємо забивну палю квадратного перерізу з залізобетону. За обраною довжиною можна прийняти переріз розміром 30×30 см.

2.2.1 Розрахунок пального фундаменту для колони ряду А.

Визначення несучої здатності палі.

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i),$$

де n – кількість шарів з однаковими силами тертя по довжині палі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 1$);

γ_{cr} і γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи під подошвою палі й по бічній поверхні, залежать від умов виготовлення або забивання палі. ($\gamma_{cr} = 1$ і $\gamma_{cf} = 1$);

A – площа перерізу палі;

R – розрахунковий опір під подошвою палі, залежить від довжини палі й ґрунту. ($R = 5100$ кПа);

U – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

l – відстань від середини шару до поверхні землі;

f – розрахунковий опір по бічній поверхні палі, залежить від l (приймається по ДБН).

Таблиця 2.2 – Розрахункові опори по бічній поверхні палі

Шар ґрунту	h_i , м	l_i , м	f_i , кПа	$h_i \cdot f_i$, кН/м
1	2	3	4	5
Супісок	0,967	2,433	9,06	8,76
	0,967	3,4	10,32	9,98
	0,967	4,367	11,47	11,09
Пісок (дрібний)	0,975	5,337	40,67	39,65
	0,975	6,312	42,31	41,25
Суглинок (важкий)	1,025	7,312	60,62	62,14
	1,025	8,337	62,51	64,07
		236,95		

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i) = 1 \cdot (1 \cdot 5100 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2 \cdot 236,95) = 743,34 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження на палю визначаємо по формулі:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{743,34}{1,4} = 530,95 \text{ кН.}$$

де γ_k – коефіцієнт запасу розрахунків він рівний 1,4; для польових випробувань – 1,25.

Визначимо необхідна кількість палі у фундаменті по формулі:

$$n = \frac{N + 0,1 \cdot N}{P} = \frac{429 + 0,1 \cdot 429}{530,95} = 1,08$$

Приймаємо ціле число палі – $n = 2$ шт.

де N – задане навантаження на фундамент, для даної колони $N = 429$ кН

Розташування палі у плані повинно відповідати вимогам, згідно з якими відстань між осями палі повинна бути не менше трьох діаметрів самої палі. В нашому випадку ця відстань становить 1,2 метра, тож ми встановлюємо її на рівні 1,2 метра.

Далі, відповідно до наведених нижче вимог щодо розмірів, проводимо розрахунки розмірів ростверку в плані, як показано на рисунку 2.3.

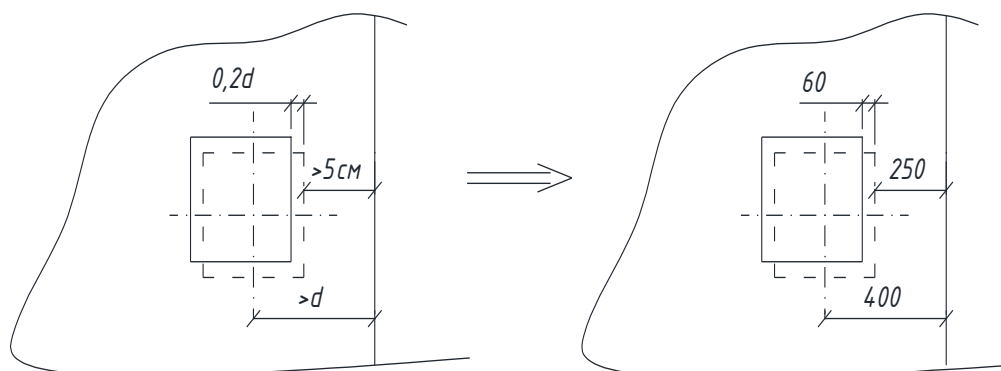


Рис. 2.3 Нормативні допуски зміщення палі (зліва) і прийняті значення (справа)

Розміри ростверку повинні відповідати наступним умовам (рис. 2.4):

усі розміри по висоті повинні бути кратні 15 см;

усі розміри в плані повинні бути кратні 10 см;

нижній щабель не може бути менше 600 мм, а всі інші – товщина 300 (450)

мм.

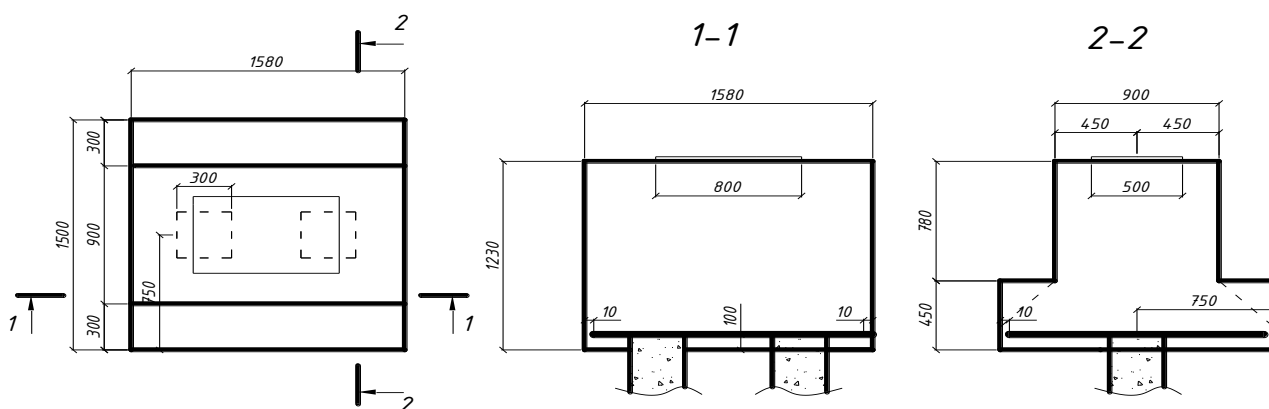


Рис. 2.4 Розміри фундаменту які приймаються в подальших розрахунках

2.2.2 Визначення навантаження на палю та призначення її розмірів

Згідно з вимогами ДБН, для фактичного навантаження повинне виконуватися наступна умова: $N_{\phi 1} < P$,

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2},$$

де $N_{\phi 1}$ – зусилля в найбільш навантаженій палі;

e – відстань (координата) від головної осі ростверку до осі, найбільш навантаженої палі;

y_i – відстані (координати) від осі кожної палі до головної осі ростверку.

В даному випадку формула прийме вигляд:

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{429}{2} + \frac{158 \cdot 1}{2 \cdot 1^2} = 253,65 \text{ кН}$$

$N_{\phi 1} = 253,65 \text{ кН} < P = 639,2 \text{ кН}$, умова виконується.

2.2.3 Розрахунок ростверку

Розрахунок на продавлювання в даному випадку не є необхідним, оскільки конструкція ростверку є жорсткою.

Щодо вибору арматури, враховуючи жорсткість ростверку в нашому випадку, ми вибираємо конструктивну сітку з арматур А400С діаметром 10 мм і кроком 150 мм.

Далі, проводимо перевірку тиску під нижнім кінцем палі.

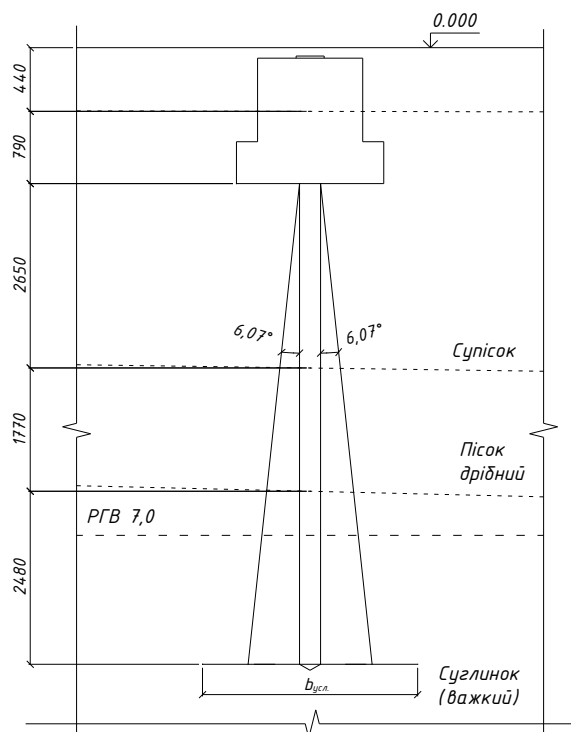


Рис. 2.5 Схема розрахункових значень для визначення тиску під нижнім кінцем пального фундаменту

Визначаємо розміри умовного несучого масиву ґрунту, його площу, об'єм і масу:

$$\alpha = \frac{1}{4} \cdot \phi_{cp} = \frac{\sum \phi_i \cdot h_i}{4 \cdot \sum h_i} = \frac{\phi_2 \cdot h_2 + \phi_3 \cdot h_3 + \phi_4 \cdot h_4}{4 \cdot (h_2 + h_3 + h_4)} = \frac{20 \cdot 3,15 + 30,8 \cdot 2,13 + 24,2 \cdot 1,62}{4 \cdot (3,15 + 2,13 + 1,62)} = 6,08^\circ$$

$$b_{зусил} = b_{св} + 2 \cdot H \cdot tg \alpha = 1,6 + 2 \cdot 6,9 \cdot tg 6,08^\circ = 3,07 \text{ м};$$

$$l_{зусил} = l_{св} + 2 \cdot H \cdot tg \alpha = 2,4 + 2 \cdot 6,9 \cdot tg 6,08^\circ = 3,87 \text{ м};$$

$$A_{зусил} = l_{зусил} \cdot b_{зусил} = 3,87 \cdot 3,07 = 11,88 \text{ м}^2;$$

$$d_{зусил} = d_p + H = 1,95 + 6,9 = 8,85 \text{ м};$$

$$V_{зусил} = A_{зусил} \cdot d_{зусил} = 11,88 \cdot 8,85 = 105,15 \text{ м}^3;$$

$$G = V_{зусил} \cdot \gamma_{cp} = 105,15 \cdot 20 = 2102,92 \text{ кН};$$

Перевірку тиску під нижнім кінцем палі виконуємо по формулі:

$$p_{cp} = \frac{N + G}{A_{зусил}} < R_{зусил}, \text{ де}$$

$$R_{\text{зусил}} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{\kappa} \cdot (M_{\gamma} \cdot b_{\text{зусил}} \cdot \gamma_{II} \cdot k_z + M_q \cdot d_{\text{зусил}} \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II})$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи основ (γ_{c1}) і споруд (γ_{c2}) приймається по ДБН, $\gamma_{c1} = 1,25; \gamma_{c2} = 1,0$

κ – коефіцієнт, прийнятий рівним 1,1, якщо φ і c прийняті по ДБН;

M_{γ}, M_g, M_c – коефіцієнти, прийняті по ДБН

$$M_{\gamma} = 0,782; M_q = 3,918; M_c = 6,494;$$

k_z – коефіцієнт впливу площі фундаменту. Для фундаментів шириною $b < 10 \text{ м}$, $k_z = 1$;

$C_{II} = 32,2 \text{ кПа}$ – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту;

γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту:

$$\gamma_{II} = \frac{h_4 \cdot \gamma_4}{h_4} = \gamma_4 = 19,7 \text{ кН/м}^3,$$

γ'_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту:

$$\begin{aligned} \gamma'_{II} &= \frac{h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + h_3 \cdot \gamma_3 + h_4 \cdot \gamma_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \frac{1 \cdot 16,4 + 4,1 \cdot 16,3 + 2,13 \cdot 18,9 + 1,62 \cdot 19,7}{1 + 4,1 + 2,13 + 1,62} = \\ &= 17,56 \text{ кН/м}^3, \end{aligned}$$

де $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ – питома вага ґрунтів, що залягають вище умовної подошви фундаменту

$$R_{\text{зусил}} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,782 \cdot 2,23 \cdot 20 \cdot 1 + 3,918 \cdot 8,85 \cdot 17,56 + 6,494 \cdot 32,2) = 969,16$$

кПа.

Знаходимо нижню границю стиснутої товщі: $0,2 \cdot \sigma_{zg0} \geq \sigma_{zp}$

В даному випадку $45,59 \text{ кПа} > 33,27 \text{ кПа}$, умова виконується.

Вважаємо сумарне осідання по всіх шарах: $S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{0,8 \cdot h_i \cdot \sigma_{zpi}^{cp}}{E_i}$

Перевірка виконання умови $S < S_u$. В даному випадку $3,71 \text{ см} < 12 \text{ см}$, де $S_u = 12 \text{ см}$ – граничне значення осідання для промислових будинків з металевим каркасом.

Умова виконується.

На рис. 2.6 наведені епюри σ_{zg0} і σ_{zpi} .

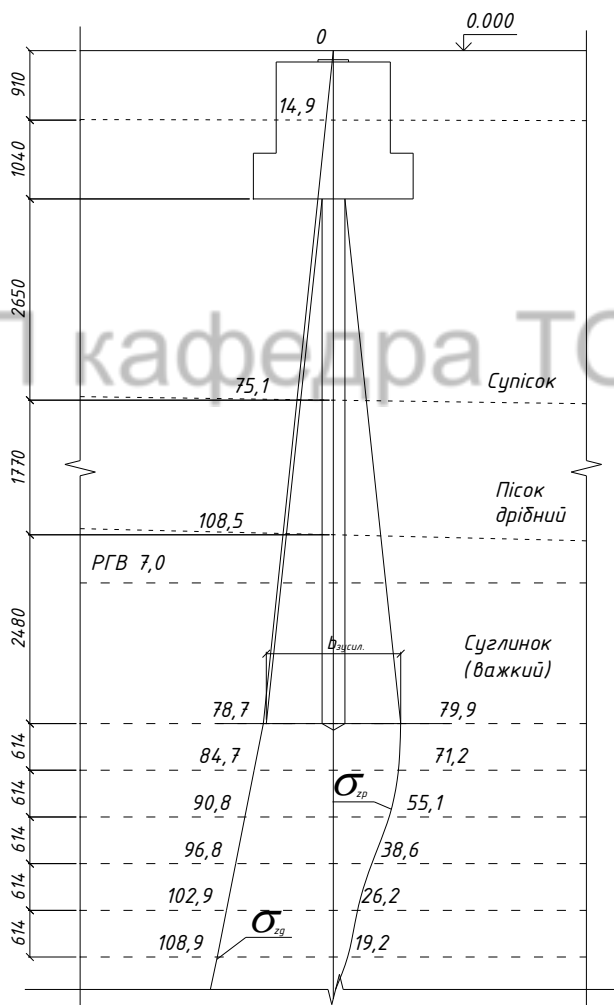


Рис. 2.6 Епюри σ_{zg0} і σ_{zpi} .

2.2.4 Розрахунок пальового фундаменту для колони ряду Б.

Таблиця 2.4 – Розрахункові опори по бічній поверхні паль

Шар ґрунту	h_i , м	l_i , м	f_i , кПа	$h_i \cdot f_i$, кН/м
1	2	3	4	5
Супісок	0,967	2,433	9,06	8,76
	0,967	3,4	10,32	9,98
	0,967	4,367	11,47	11,09
Пісок (дрібний)	0,975	5,337	40,67	39,65
	0,975	6,312	42,31	41,25
Суглинок (важкий)	1,025	7,312	60,62	62,14
	1,025	8,337	62,51	64,07
				236,95

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i) = 1 \cdot (1 \cdot 5100 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2 \cdot 236,95) = 743,34 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження на палю визначаємо по формулі:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{743,34}{1,4} = 530,95 \text{ кН.}$$

де γ_k – коефіцієнт запасу. Для розрахунків він рівний 1,4; для польових випробувань – 1,25.

Визначимо необхідна кількість палей у фундаменті по формулі:

$$n = \frac{N + 0,1 \cdot N}{P} = \frac{493,72 + 0,1 \cdot 493,72}{530,95} = 1,12$$

Обираємо кількість палей як ціле число, $n = 2$ шт, при цьому N – це задане навантаження на фундамент, конкретно для даної колони $N = 493.72$ кН. Визначаємо розташування палей у плані відповідно до вимог конструювання ростверку.

Відстань між осями палій повинна бути не менше трьох діаметрів кожної палі. Таким чином, в нашому випадку ця відстань складає 1,2 метра, і ми приймаємо її за 1,2 метра.

Згідно з вимогами, вказаними нижче, ми визначаємо розміри ростверку в плані (рис. 2.7).

Розміри ростверку повинні відповідати таким умовам:

- всі висотні розміри повинні бути кратні 15 см;
- усі розміри в плані повинні бути кратні 10 см;
- додатково дивіться рисунок 2.37;
- нижній щабель не може бути менше 600 мм, а всі інші – товщина 300 (450) мм.

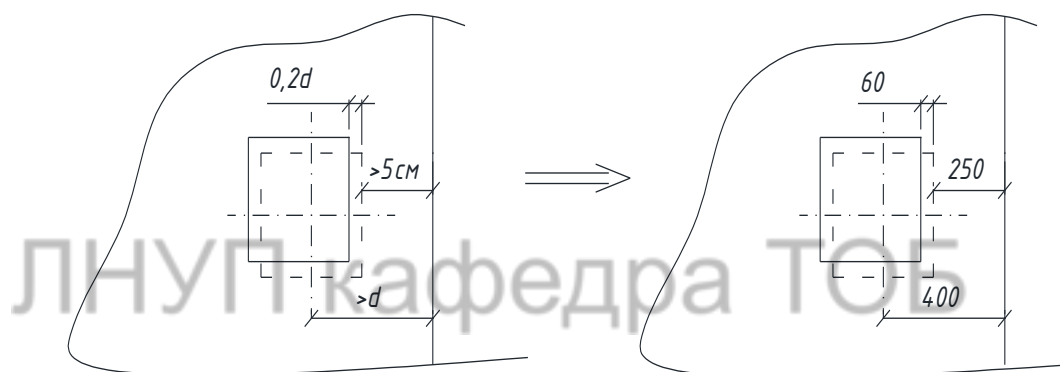


Рис. 2.7 Нормативні допуски зміщення палі (зліва) і прийняте значення (справа)

2.4.8 Визначення фактичного навантаження на палю

Згідно з вимогами ДБН для фактичного навантаження повинне виконуватися наступна умова: $N_{\phi 1} < P$,

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2},$$

де $N_{\phi 1}$ – зусилля в найбільш навантаженій палі;

e – відстань (координата) від головної осі ростверку до осі, найбільш навантаженої палі;

y_i – відстані (координати) від осі кожної палі до головної осі ростверку.

В даному випадку формула прийме вид:

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{493.72}{2} + \frac{172.7 \cdot 1}{2 \cdot 1^2} = 333.21 \text{ кН}$$

$N_{\phi 1} = 333.21 \text{ кН} < P = 639,2 \text{ кН}$, умова виконується.

Призначаємо наступні розміри для ростверку:

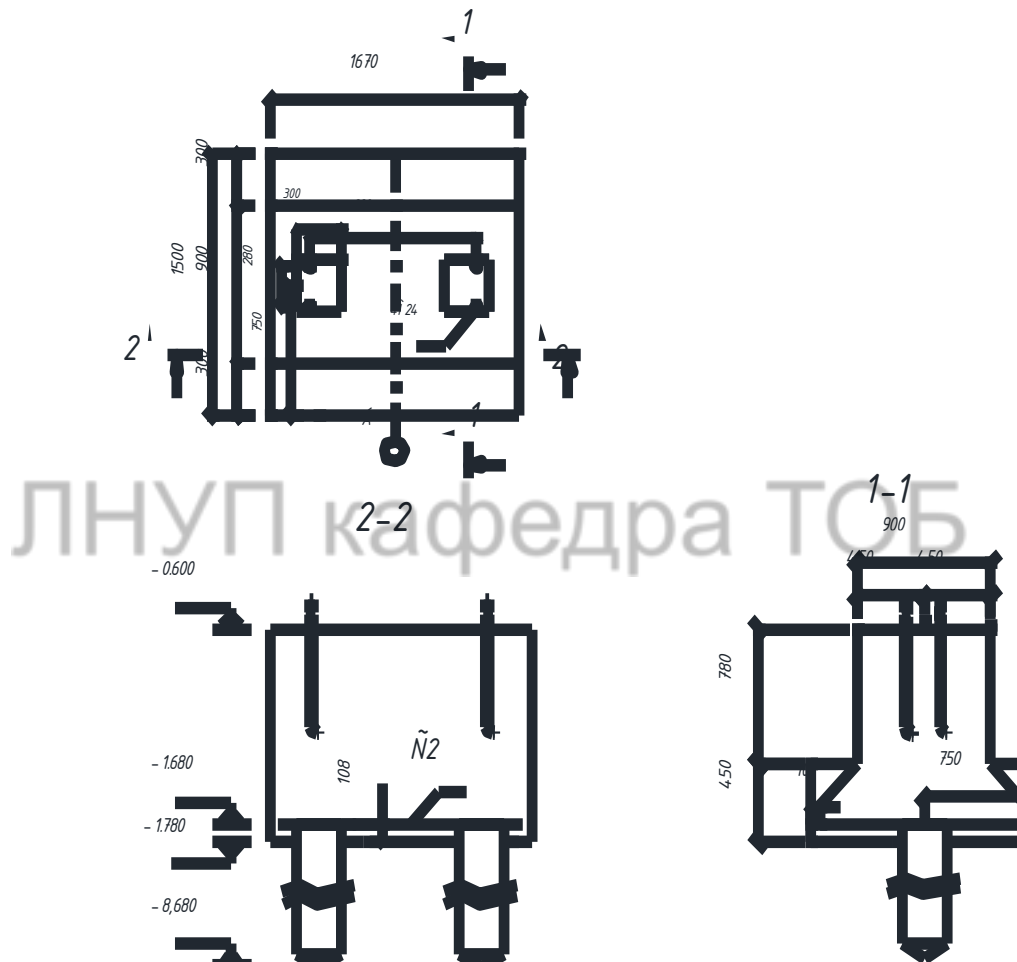


Рис. 2.8 Визначені розміри фундаменту

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Технологічна карта на влаштування залізобетонних паль буронабивним методом

3.1.1 Технологія забивання готових паль

Влаштування готових паль за допомогою забивання є основним методом. Для цього використовують спеціальні установки - копри, які можуть бути обладнані механічними, пароповітряними або дизельними молотами. Зокрема, механічні та пароповітряні молоти в масовому будівництві поступово замінюються гідравлічними та вібраційними дизель-молотами завдяки їх високій продуктивності та простоті експлуатації.

Крім того, копри, що раніше були обладнані рейковим чи пневматичним ходом, замінюються копровими установками на гусеничному ході через їх велику маневреність і прохідність.

Підготовчі роботи включають розчищення та планування майданчика, визначення положення паль, створення обносок та шляхів для переміщення копрів, доставку та зберігання паль, постачання обладнання, освітлення майданчика та робочих місць, а також проведення пробного забивання для коригування схем та проектів робіт.

У процесі забивання використовуються залізобетонні палі (рис. 3.1).

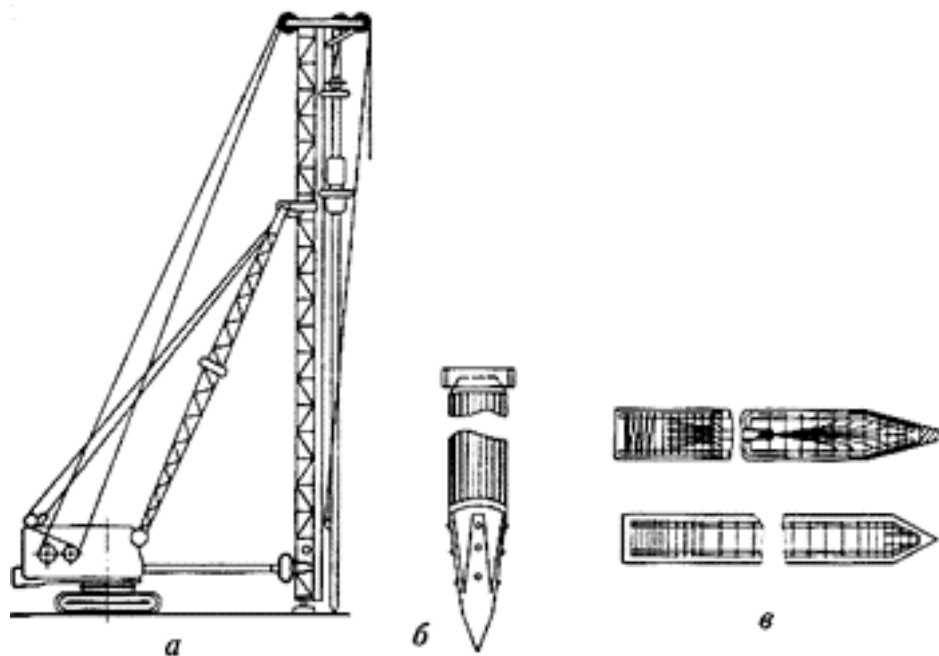


Рис. 3.1 Забивання готових палів

Для підвищення тріщиностійкості, рекомендується перед забиванням використовувати напруження для залізобетонних палів і просочувати їх складами на основі нафтобітуму. Забивання палів проводиться до досягнення заданої глибини, яка визначена в проекті.

Термін "відмова" визначає глибину забивання палі від одного удару. Точність вимірювання відмови становить 1 мм. Оскільки вимірювання просідання важко виконати після одного удару, відмову визначають як середнє значення при серії ударів, які відбуваються з певним інтервалом.

При використанні дизель-молотів і пароповітряних молотів одиночної дії, крок забивання вважається рівним 10 ударам. При використанні молотів подвійної дії і віброударних, крок забивання визначається кількістю ударів за 1 хвилину забивання.

Процес забивання палі включає такі операції:

- підняття і підтягування палі з одночасним введенням її в гніздо наголовника в нижній частині молота;
- розміщення палі в направляючих на місці забивання;
- початкове забивання палі легкими ударами, з подальшим збільшенням сили ударів до максимальної. У випадку відхилення положення палі від вертикалі більше ніж на 1%, палю виправляють за допомогою підпірок, стяжок та інших методів, або витягають і забивають знову;

– переміщення копрової установки та зрізання палі на заданій відмітці.

Існують основні схеми забивання палі, такі як рядова, секційна та дві спіральні (від країв до середини при звичайних умовах та від середини до країв при щільному ґрунті) (рис. 3.2).

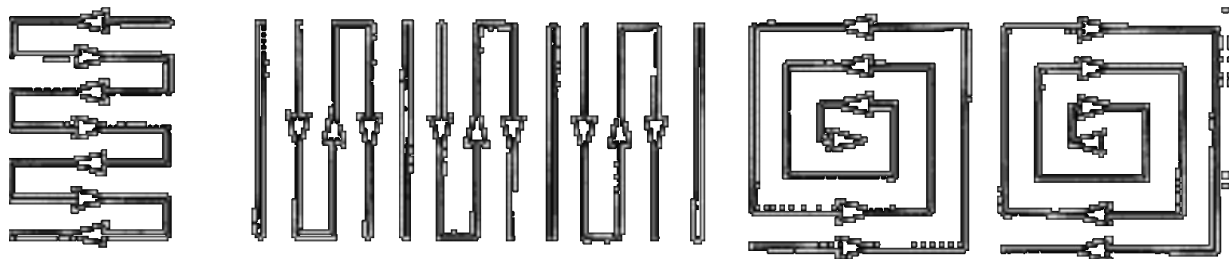


Рис. 3.2 Схеми проходок при зануренні палі:

а – рядова; б – секційна; в, г – спіральні

Для підвищення тріщиностійкості залізобетонних палі рекомендується використовувати вібраційний метод занурення, оскільки ці конструкції палі при зануренні зазнають менший опір від ґрунту. Залежно від маси палі використовують низькочастотні (400 коливань у хвилину) або високочастотні занурювачі (1500 коливань у хвилину), і застосовуються для занурення палі невеликої маси. Вібраційний метод є найбільш ефективним для незв'язних водонасичених ґрунтів.

Віброударний спосіб забивання палі є універсальним. Вібромолот призводить до ударів по оголовку палі, коли зазор між ударником і віброзбудувачем та самою палею менший за амплітуду коливань збудника.

Підмив палі-стійки можливий за умови тиску води не менше 0,5 МПа. Розташування підмивних трубок може бути центральним чи бічним, причому центральне розташування є більш ефективним. Підмивання припиняють за 1-1,5 м до проектної відмітки підмивання через розмивання ґрунту під п'ятою палі. Після цього палю занурюють без підмиву.

Палі для забивання постачають у готовому для занурення в ґрунт вигляді. В залежності від характеристик ґрунту існує ряд методів влаштування палі, таких як ударний, вібраційний, вдавнення, загвинчування, з використанням зволоження, а також різні комбінації цих методів.

Ударний метод базується на використанні енергії удару, під впливом якого пала занурюється в ґрунт. Під час забивання пала зсуває частки ґрунту в різні напрямки, частково вниз або вгору. Як результат, пала витісняє об'єм ґрунту, практично рівний об'єму її зануреної частини. Об'єм ґрунту, який виходить на поверхню, ущільнює ґрунтову основу.

Зона помітного ущільнення ґрунту навколо пали складає 2-3 діаметри пали.

У комплект молота входить наголовник, який необхідний для фіксації пали в напрямних палебійної установки, захисту оголовка пали від пошкоджень у результаті ударів молота та рівномірного розподілу удару по всій площі пали. У цьому контексті внутрішня порожнина наголовника повинна точно відповідати формі та розмірам оголовка пали, а також бути жорстко закріпленою на ньому.

Для підняття, встановлення пали у задане положення та забивання пали з передачею зусиль від молота строго в вертикальному положенні застосовують спеціальні пристрої - копри (рис. 3.3).

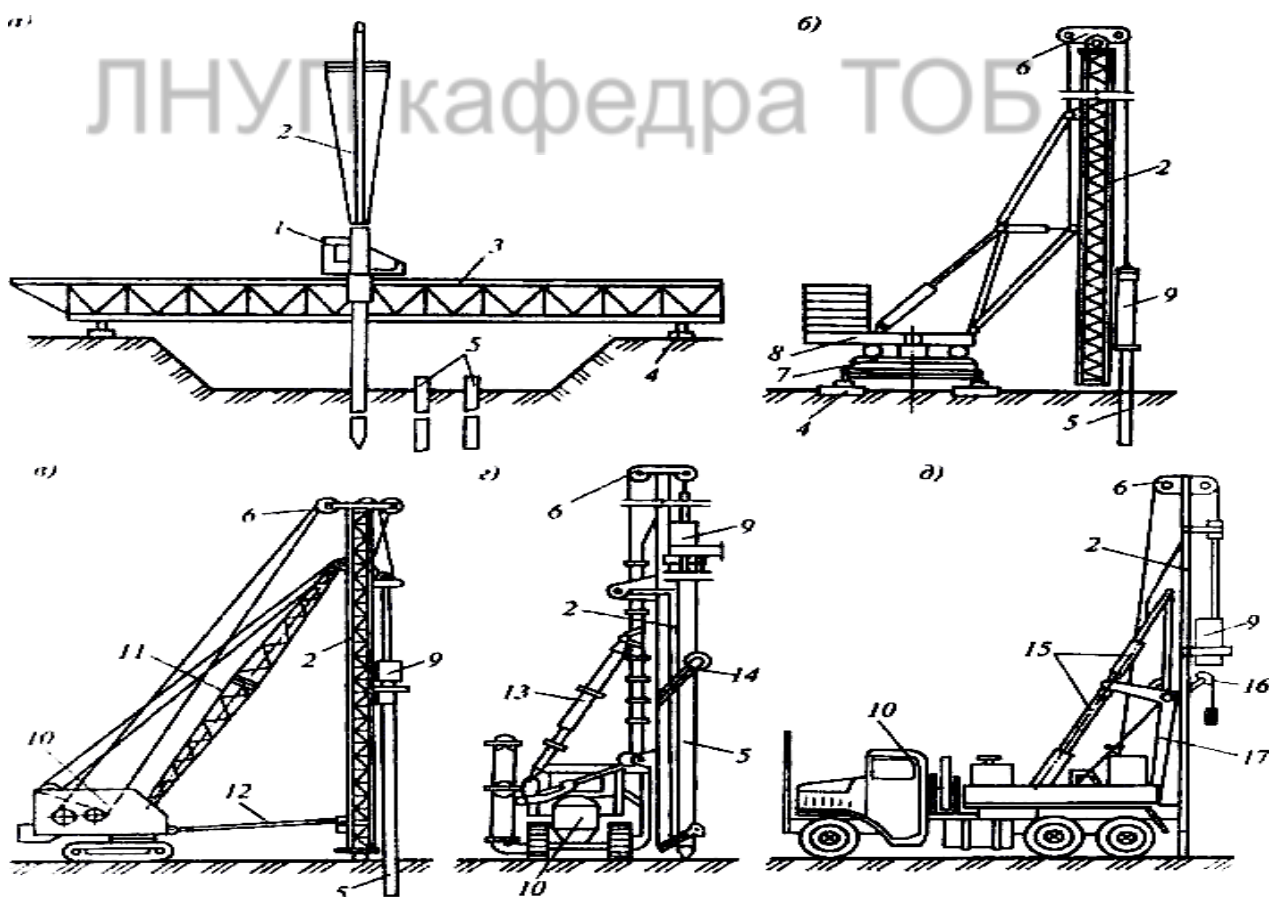


Рис. 3.3. Палебійні копрові установки:

а – бруківка; б – рейкова універсальна; в – на базі екскаватора; г – трактора; д – на автомобілі; 1 – кабіна; 2 – копрова щогла; 3 – міст; 4 – рейковий шлях; 5 –

палля; 6 – оголовник із блоками; 7 – ходовий візок; 8 – поворотна платформа; 9 – молот; 10 – базова машина; 11 – стріла; 12 – розпірка; 13 – гідроциліндр; 14 – висувний механізм; 15 – гідроциліндр підйому й нахилу стріли; 16 – механізм підйому палі; 17 – рухлива рама

Основною робочою частиною копра є його стріла, вздовж якої встановлюють молот перед забиванням, опускають і піднімають його під час забивання палі.

Копри можуть мати рейковий хід (універсальні металеві копри баштового типу) або бути самохідними на базі кранів, тракторів, екскаваторів та автомашин із стрілою довжиною від 9 до 18 метрів.

Масивність універсальних копрів може досягати 20 тонн. Процес монтажу та демонтажу таких копрів, а також влаштування підкранових колій для них, є досить складним, тому вони застосовуються при роботі з палами довжиною понад 12 метрів на об'єктах з великим обсягом пальових робіт.

У будівництві найбільш поширені палі довжиною 6-10 метрів, які забиваються за допомогою самохідних палейних установок. Ці установки відрізняються великою маневреністю і оснащені механізмами для підняття та установки палі в потрібне положення перед забиванням. Забивання паль складається з трьох основних повторюваних операцій: переміщення та установка копра на місце забивання, підняття та установка палі для забивання, забивання палі.

Центр ваги пальового молота повинен співпадати з напрямком забивання палі. Забивання сталевих і залізобетонних паль вимагає використання наголовників для зменшення удару та запобігання пошкодженню оголовка палі.

У процесі забивання палі виконують операції, такі як установка палі в проектне положення, надягання наголовника, опускання молота та перші удари по палі. Далі переходять до режиму нормального забивання. Глибина забивання палі зменшується по мірі заглиблення, і настає момент, коли глибина забивання палі стає практично непомітною. Цю невелику глибину називають відмовою.

Відмова вимірюється в глибині забивання палі після певної кількості ударів звичайного молота одиночної дії або за одиницю часу для молотів подвійної дії. Якщо середня відмова за трьома послідовними кроками забивання не перевищує розрахункового значення, процес забивання палі вважається завершеним. Якщо при зануренні палі досягнута задана відмова, але палі ще не досягла проектної відмітки, може виникнути ситуація, коли відмова може бути невірною через можливе перенапруження ґрунту від забивання попередніх палей.

Через 3-4 дні палі може бути занурено до проектної відмітки.

3.1.2 Послідовність забивання палей.

Порядок забивання палей залежить від їхнього розташування в палевому полі та параметрів палезабивного устаткування. Технологічна карта або проект виконання робіт визначають послідовність забивання палей, враховуючи розміри палевого поля і характеристики ґрунтів. Існують три основні схеми: рядова, де палі забиваються послідовно в одному ряді; спіральна, при якій забивання відбувається від центру до палей зовнішніх рядів; секційна, коли весь об'єкт розділяється на окремі секції по ширині будівнику, а в кожній секції палі забиваються за рядовою схемою.

При зануренні палей враховуються такі основні чинники, як фізико-механічні властивості ґрунту, обсяг палевих робіт, тип палей, глибина їх забивання, продуктивність використовуваних палейбійних установок та палевих забивачів. Обсяги робіт вимірюють числом палей, які потрібно забити, або сумарною довжиною частини, яка заглиблюється в ґрунт. Вибір устаткування для забивання палей і кількість палезабивних установок залежать від цих об'ємів, ґрунтових умов і термінів виконання робіт.

3.2 Технологічна карта на монтаж конструкцій

Будинок, що розробляється, розташований на території заводу. Розробка проекту охоплює питання організації та планування будівельного виконання на різних етапах, таких як проект організації будівництва та проект виконання робіт. Прийняті рішення спрямовані на зменшення тривалості будівництва,

витрат праці, матеріалів та вартості будівельно-монтажних робіт, а також на збільшення продуктивності праці та раціональне використання ресурсів, а також з охороною навколишнього середовища. Згідно з поставленим завданням, дипломний проект обмежується розглядом тільки етапу проекту виконання робіт (ПВР).

3.2.1 Розбивка основного будинку на захватки.

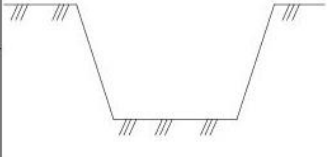
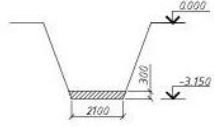
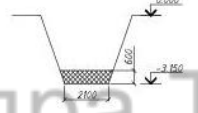
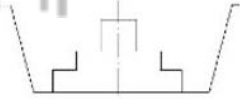
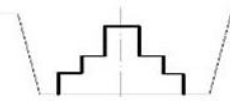
Розміщення будинку на ділянці реалізується враховуючи його конструктивну структуру та об'ємно-планувальну конфігурацію, а також у порядку послідовності введення окремих частин будівлі для монтажу технічного обладнання. Схеми поділу будівельного майданчика на окремі захватки подано в графічній частині.

3.2.2 Визначення номенклатури й об'ємів будівельно-монтажних робіт.




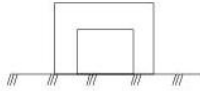

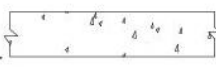



Номенклатура будівельно-монтажних робіт повинна охоплювати всі основні роботи зі зведення будинку. Усі роботи необхідно розбити на окремі цикли:

- нульовий;
- монтажний;
- роботи завершального циклу.

Таблиця 3.1 – Об'єм будівельно-монтажних робіт

№ п/п	Найменування робіт	Схематичний план, розріз	Одиниці виміру	Об'єм робіт
1	2	3	4	6
Роботи нульового циклу				
1	Зрізка рослинного шару		1000м ³	6,79
2	Планування майданчика		1000 м ²	33,94
3	Розробка ґрунту:		1000 м ³	2,063
	- на транспорт		1000 м ³	0,652
	- у відвал			1,411
4	Підчищення дна окремих котлованів		100 м ³	3,72
5	Влаштування підготовки під окремі збірні фундаменти		100 м ³	0,084
6	Монтаж фундаментів		100 шт.	0,14
7	Гідроізоляція фундаментів		100 м ²	1,582

	Гідроізоляція монолітних ростверків		100 м ³	10,8
8	Зворотне засипання ґрунту		1000 м ³	1,411
9	Уцільнення ґрунту		100 м ³	14,11
	Забивання паль		м ³	156,24
	Влаштування монолітних ростверків до 10 м ³		100 м ³	4,89
	Влаштування монолітних ростверків до 25 м ³		100 м ³	0,75
Монтажний цикл				
10	Монтаж колон			
	- крайнього ряду		100 шт	0,40
	- середнього ряду			0,29
- фахверкових		0,14		
11	Монтаж вертикальних зв'язків		100 шт	0,08
12	Підкранові балки		т.	237,43
14	Монтаж кроквяних ферм		т.	558,34
	Монтаж фундаментних балок		100 шт.	0,55
	Монтаж прогонів		т	90,3

18	Монтаж сендвіч-панелей покриття		100 шт	34,56
20	Монтаж стінових сендвіч-панелей		100 шт	20,22
21	Монтаж віконних рам		т	105,6
22	Навішення воріт		т	4,5
Опоряджувальні роботи				
30	Влаштування основ під підлоги		100 м ³	62,21
31	Влаштування підлог		100 м ²	207,36
34	Зовнішнє фарбування		100 м ²	0,58
35	Внутрішнє масляне фарбування		100 м ²	216,15
36	Влаштування підготовки під вимощення		100 м ³	0,546
37	Влаштування вимощення		м ³	81,9

3.2.3 Вибір методу виконання робіт.

Вибір стратегії виконання робіт здійснюється з урахуванням обсягу робіт, установлених термінів завершення будівництва, можливостей використання конкретних механізмів, трудомісткості та вартості робіт, а також можливості організації робіт у потоковому режимі.

Під поточним методом розуміється метод організації виконання робіт, при якому стійкі бригади, обладнані спеціалізованими машинами та механізмами, послідовно виконують ті самі види робіт на різних ділянках. При цьому різні бригади максимально координують свої дії для ефективної взаємодії.

Організація потокового методу будівництва на об'єкті передбачає наступні етапи:

Розділення загального обсягу робіт на окремі ділянки або захватки з приблизно однаковими характеристиками будівництва.

Декомпозиція складних виробничих процесів на прості операції, що надається виконання окремим бригадам або ланкам.

Рівномірне переміщення бригад або ланок вздовж фронту робіт, зміщення з однієї захватки на іншу.

Розпочаток технологічних процесів починає перша бригада, а завершує остання, забезпечуючи неперервний хід робіт.

3.2.4 Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу конструкцій

Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу збірних фундаментів, фундаментних балок і стінових панелей.

Вантажопідйомність крана визначається по формулі:

$$Q_{кр} = Q_{ел} + Q_{ос} = 2,2 + 0,046 = 2,246 \text{ т,}$$

де $Q_{ел}$ – маса найважчого елемента (у цьому випадку – маса збірного фундаменту, $Q_{фундам.} = 2,2 \text{ т}$), т;

$Q_{ос}$ – маса монтажного оснащення, т (вибираємо при заданій масі конструкції траверсу масою 46 кг висотою 5 м).

Висота підйому гака визначається по формулі:

$$H_{кр} = h_0 + h_3 + h_{сп} + h_{ос} = 18 + 0,5 + 3,6 + 5 = 27,1 \text{ м,}$$

де h_0 – перевищення висоти опори для елемента, який монтується, над рівнем стоянки крана, м;

h_3 – запас по висоті, необхідний для монтажу, призначений для заведення конструкції на монтаж або її переносу через змонтовані елементи, м;

h_{ep} – висота елемента в монтажному положенні (висота верхньої стінової панелі), м;

h_{oc} – висота оснащення (від верху елемента, що монтується, до низу гака в робочому положенні), м.

Виліт стріли, для стрілового встаткування розраховується за формулою:

$$L_c = l_1 + l_2,$$

де l_1 – половина колії крана (вимірюється в метрах);

l_2 – відстань від найближчої опори крана до осі монтованих конструкцій визначається по формулі:

$$l_2 = \frac{H_{кр} + h_n + h_{ш}}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{27,1 + 1,79 - 2}{3,732} \approx 7,21 \text{ м},$$

де h_n – висота поліспасти, м;

$h_{ш}$ – висота шарніра кріплення стріли від рівня стоянки крана, м.

$$L_c = 1,5 + 7,21 = 8,71 \text{ м}$$

Враховуючи обчислені параметри, вибрано монтажний кран МКГ-25 із такими характеристиками:

Ширина колії: 4,3 м;

Висота крана: 3,9 м;

Вантажопідйомність: 5 т;

Виліт стріли: 20 м;

Висота підйому гака: 30 м.

За даною методикою розраховані характеристики та підібрані монтажні крани для інших конструкцій:

Для монтажу конструкцій каркасу кран МКГ-16 з наступними характеристиками:

Ширина колії – 3,8 м;

Висота – 3,9 м;

Вантажопідйомність – 11 т;

Виліт стріли – 16 м;

Висота підйому гака – 18 м.

Для монтажу конструкцій покриття вибираємо монтажний кран ДЕК-251 з наступними характеристиками:

Ширина колії – 4,4 м;

Висота – 4,3 м;

Вантажопідйомність – 11 т;

Виліт стріли – 20 м;

Висота підйому гака – 24 м.

3.3 Проектування будгенплану

3.3.1 Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будинків.

Тип та кількість тимчасових будівель визначаються відповідно до чисельності працюючих. Максимальна кількість працюючих визначається згідно з сітковим графіком. При цьому приймається умова, що на найбільш завантажену зміну працює 70% робітників і 80% ІТП, службовців і МОП. Докладні розрахунки представлені у таблиці 3.2.

Оскільки будівельний об'єкт розташований на території заводу, яка оточена парканом та має в'їзди для проїзду, то немає необхідності встановлювати прохідні безпосередньо біля будівельного майданчику.

3.3.2 Розрахунок складів будівельних матеріалів і конструкцій.

Потреба в матеріалах ($Q_{об}$) враховує прийняті об'ємно-планувальні рішення. Час використання розглянутих матеріалів і конструкцій визначається відповідно до графіка будівництва об'єкта.

Таблиця 3.2 – Розрахунок тимчасових будинків і споруд

№ п/п	Найменування тимчасових будинків	Рас	Норми на 1-го працюючого, м ²	Розрахункова площа, м ²	Тип прийнятого будинку	Розміри будинку, м	Кількість будинків, шт.	Прийнята площа, м ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Контора будівництва	40	4	80	Контейнерний	3,5 × 6	2	83
2	Диспетчерська	3	7	10	Контейнерний	1,5 × 3	2	16
3	Гардеробна	154	0,6	45	Контейнерний	13 × 4	2	162
	Душова	77	3	115				
4	Приміщення для обігріву робітників	77	1	38	Контейнерний	1,5 × 4,5	5	61
	Приміщення для сушіння	154	0,25	19				
5	Кімната приймання їжі	77	1	23	Пересувний	6 x 4	1	24
6	Умивальна	24	1,5	18	Пересувний	2 × 4	2	36
7	Туалет	220	3	22	Контейнерний	1,5 × 1,0	16	21
8	Медпункт	220	-	45	Пересувний	1,5 × 4	4	42

Норма запасу матеріалу (T_n) залежить від виду транспорту і відстані перевезення. Кількість матеріалів і конструкцій, які підлягають складуванню, визначається за формулою:

$$Q_{ск} = \frac{Q_{об}}{T} \cdot T_n \cdot K_1 \cdot K_2,$$

де $K_1 = 1,1$ – коефіцієнт нерівномірності завезення матеріалів;

$K_2 = 1,3$ – коефіцієнт нерівномірності виробничого споживання матеріалів.

$$\text{Звідси: } F_{ск} = \frac{Q_{ск}}{q \cdot K_3},$$

де q – норма складування матеріалів і конструкцій на 1 м^2 складу;

K_3 – коефіцієнт використання складу, приймається залежно від складованих матеріалів і конструкцій.

Розрахунок тимчасових складів наведено в таблиці 3.3.

У даних умовах будівництва доцільно частково використовувати існуючий склади підприємства, як тимчасові склади, що відображено на будгенплані.

Таблиця 3.3 – Розрахунок складів будівельних матеріалів і конструкцій

№ п/п	Найменування матеріалів	Одиниці виміру	Загальна потреба, $Q_{об}$	Кількість матеріалів і конструкцій, предметів складуванню, $Q_{ск}$	Розрахункова площа складу, $F_{скл}$	Тип складу
1	2	3	4	9	12	13
1	Блоки віконні	100 м ²	13,84	4,66	21,66	неопалюваний
2	Сендвіч-панелі	100 м ²	282,67	22,56	2,89	
3	Скло	100 м ²	13,84	59,37	18,55	

4	Цемент	т	750,00	757,06	318,09	
5	Металеві конструкції	т	1460	116,53	485,53	

3.3.3 Розрахунок тимчасового водопостачання.

Розрахунок тимчасового водопостачання на етапі ППР полягає у визначенні потреби у воді для виробничих ($Q_{вр}$), господарських ($Q_{госп}$) та пожежних ($Q_{пож}$) потреб, а також у визначенні діаметра напірної мережі для подачі води. Витрата води для виробничих цілей розраховується за формулою:

$$Q_{вр} = 1,2 \cdot \sum \frac{Q_{ср} \cdot k_1}{8,2 \cdot 3600},$$

де 1,2 – коефіцієнт на невраховані витрати;

$Q_{ср}$ – середня виробнича витрата води в зміну, л;

$k_1 = 1,6$ – коефіцієнт змінної нерівномірності витрати води.

Таблиця 3.4 – Сумарна виробнича витрата води

№ п/п	Найменування споживача	Одиниці виміру	Питома витрата, л	Кількість	Розрахункова витрата, л
1	2	3	4	5	6
1	Готування бетону	м ³	300	130	39000
2	Готування розчину	м ³	300	4,80	1440
3	Поливання бетону	м ³	300	65	19500
6	Малярські роботи	м ²	1	216,73	217
7	Робота екскаваторів	маш-год	15	56,00	840
8	Посадка саджанців	місце	300	100	30000
9	Посадка кущів	кущ	300	100	30000
	Сумарна витрата				120997

$$Q_{вр} = 1,2 \cdot \sum \frac{120997 \cdot 1,6}{8,2 \cdot 3600} = 6,6 \text{ л/с.}$$

Витрата води для господарсько-побутових цілей:

$$Q_{\text{зосп}} = \frac{R_{\text{max}}}{3600} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_1}{8,2} + n_2 \cdot k_2 \right) = \frac{220}{3600} \cdot \left(\frac{12,5 \cdot 1,6}{8,2} + 30 \cdot 0,35 \right) = 0,78 \text{ л/с},$$

де R_{max} – максимальна кількість працівників у зміну;

$n_1 = 12,5$ л – норма споживання води на 1 особу в зміну для майданчиків без каналізації;

$n_2 = 30$ л – норма споживання води на один прийом душу;

$k_1 = 0,35$ – коефіцієнт, що враховує відношення користування душем до максимальної кількості працівників у зміну.

Витрата води для протипожежних цілей обчислюється як одночасна дія не менше двох пожежних гідрантів із витратою води 5 л/сек на кожний струмінь:

$$Q_{\text{пож}} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ л/сек.}$$

ЛНУП кафедра ТОВ
Це значення приймається для об'єктів площею до 10 га.

Загальна витрата води:

$$Q_{\text{загал}} = Q_{\text{вр}} + Q_{\text{зосп}} + Q_{\text{пож}} = 6,6 + 0,78 + 10 = 17,38 \text{ л/с.}$$

Оскільки витрата води на протипожежні цілі перевищує потреби виробничі та господарсько-побутові, розрахунок діаметра трубопроводу виконується враховуючи лише пожежні потреби, які мають визначальне значення.

Діаметр тимчасового водопроводу на введенні обчислюється за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{пож}}}{\pi \cdot V \cdot 1000}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10}{3,14 \cdot 1,75 \cdot 1000}} = 0,085 \text{ м},$$

де $V = 1,75$ м/с – швидкість руху води по трубах малого діаметра.

Обираємо діаметр водопроводу рівним 100 мм.

3.3.4 Розрахунок тимчасового електропостачання

Розрахунок електричних навантажень (P_n) проводиться на основі встановленої потужності електроприймачів та коефіцієнтів попиту, які розрізняються залежно від видів споживачів.

$$P_n = \alpha \cdot \left(\sum \frac{k_1 \cdot P_c}{\cos \phi_c} + \sum \frac{k_2 \cdot P_m}{\cos \phi_m} + \sum k_3 \cdot P_{ov} + \sum P_{on} \right),$$

де $\alpha = 1,05$ – коефіцієнт, що враховує втрати в електричній мережі;

k_1, k_2, k_3 – коефіцієнти попиту;

P_c – потужність електроприймачів, кВт;

P_m – потужність для технологічних потреб, кВт;

P_{iv} – потужність внутрішнього освітлення, кВт;

P_{nv} – потужність зовнішнього освітлення, кВт.

Після визначення необхідної потужності обирається джерело живлення – трансформаторна підстанція СКТП-560 з потужністю 560 кВа та габаритними розмірами $2,27 \times 3,4$ м.

Кількість необхідних прожекторів для освітлення будівельного майданчика розраховується за формулою: $n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_l}$,

де p – питома потужність (з використанням прожекторів ПЗС-45 – $p = 0,3$ Вт/м² × лк);

E – рівень освітленості (2 лк), лк;

S – площа майданчика, який має бути освітлений, м;

P_l – потужність лампи прожектора, Вт ($P_l = 1500$ Вт)

$$n = \frac{0,3 \cdot 2 \cdot 20736}{1500} \approx 9 \text{ шт}$$

РОЗДІЛ 4

ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА

Виробничий корпус заводу загальною площею 5500 мкв. у м. Червоноград Львівською області з аналізом несучої здатності сендвічпанелей

Будівництво розташоване на території області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (РЕКН) (ДБН Д.2.2-99);

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 3 до ДБН Д.1.1-1-2000.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

1. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15=1), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	3,10000	%
2. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (К=0,9), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	1,17000	%
3. Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	2,50	%
4. Кошторисна вартість проектних робіт, ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	1,34	%
5. Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	3,60	%
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, ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	1,079	
8. Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку (див.графу 8 Кошторисного розрахунку №П130), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18	3,82	грн./люд.-г
9. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат (див.графу 8 Кошторисного розрахунку №П147), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	1,38	грн./люд.-г
Загальна кошторисна трудомісткість	1060,373	тис.люд.-г
Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах	897,072	тис.люд.-г
Загальна кошторисна заробітна плата	19028,016	тис.грн.
Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:		
Заробітна плата для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8	3400,00	грн.
Заробітна плата машиністів, зайнятих на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів, для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8	2643,00	грн.
Всього за зведеним кошторисним розрахунком:	143560,242	тис.грн.
у тому числі:		
будівельно-монтажні роботи -	113869,669	тис.грн.
вартість устаткування -	-	тис.грн.
інші витрати -	5763,866	тис.грн.
податок на додану вартість -	23926,707	тис.грн.

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Склав :

Перевірив :

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 143560,242 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 472,564 тис.грн.

²
(посилання на документ про затвердження)

“ ___ ” _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Виробничий корпус заводу загальною площею 5500 м.кв. у м. Червоноград Львівською області з аналізом несучої здатності сендвічпанелей

Складений в поточних цінах станом на 1 вересня 2023 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2-1	Глава 2. Основні об'єкти будівництва Виробничий корпус заводу загальною площею 5500 м.кв. у м. Червоноград Львівською області	101626,622	-	-	-	101626,622
		-					
		Разом по главі 2:	101626,622	-	-	-	101626,622
		Разом по главах 1-7:	101626,622	-	-	-	101626,622
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	3150,425	-	-	-	3150,425

1	2	3	4	5	6	7	8
		-					
		Разом по главі 8:	3150,425	-	-	-	3150,425
		Разом по главах 1-8:	104777,047	-	-	-	104777,047
		Глава 9. Інші роботи та витрати					
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	1225,891	-	-	-	1225,891
		-					
		Разом по главі 9:	1225,891	-	-	-	1225,891
		Разом по главах 1-9:	106002,938	-	-	-	106002,938
		Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд					
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	2650,073	2650,073
		-					
		Разом по главі 10:	-	-	-	2650,073	2650,073
		Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи					
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	1420,439	1420,439
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрeгiонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	80,599	80,599
		-					
		Разом по главі 12:	-	-	-	1501,038	1501,038
		Разом по главах 1-12:	106002,938	-	-	4151,111	110154,049
		Кошторисний прибуток	4050,625	-	-	-	4050,625
		-					
		Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	1463,315	1463,315
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18						
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4						

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	3816,106	-	-	149,440	3965,546
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-
		Разом	113869,669	-	-	5763,866	119633,535
		Разом крім ПДВ	113869,669	-	-	5763,866	119633,535
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	23926,707	23926,707
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	113869,669	-	-	29690,573	143560,242
		Зворотні суми	-	-	-	-	472,564
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	472,564

Директор (або головний інженер) проектної організації
Головний інженер проекту

ЛНУП кафедра ТОБ

Начальник відділу

Узгоджено:

Замовник _____

4.2 Об'єктний кошторис

Виробничий корпус заводу загальною площею 5500 м.кв. у м. Червоноград Львівською області з аналізом несучої здатності сендвічпанелей

Форма №3

Кошторис у сумі 143560,242 тис.грн.

Затверджено

Замовник

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ ____ ” _____ 20__ р.

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Виробничий корпус заводу загальною площею 5500 м.кв. у м. Червоноград Львівською області

Кошторисна вартість об'єкта

101626,622 тис.грн.

Кошторисна трудомісткість

984,985 тис.люд.-год.

Кошторисна заробітна плата

19028,016 тис.грн.

Вимірник одиничної вартості

Будівельні обсяги

ЛНУП кафедра ТОВ

Складений в поточних цінах станом на 1 вересня 2023 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Виробничий корпус заводу загальною площею 5500 м.кв.	101626,622	-	-	-	101626,622	984,985	19028,016	-
		Всього:	101626,622	-	-	-	101626,622	984,985	19028,016	-
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	3150,425	-	-	-	3150,425	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	1225,891	-	-	-	1225,891	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	2650,073	2650,073	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	1420,439	1420,439	-	-	-
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7- 2000, Наказ Мінрегіонб уду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно- кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	80,599	80,599	-	-	-
		Разом:	106002,938	-	-	4151,111	110154,04 9	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1- 2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	4050,625	-	-	-	4050,625	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	1463,315	1463,315	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	3816,106	-	-	149,440	3965,546	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	113869,669	-	-	5763,866	119633,53 5	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	23926,707	23926,707	-	-	-
		Всього по кошторису	113869,669	-	-	29690,573	143560,24 2	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	472,564	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	472,564	-	-	-

Директор (або головний інженер) проектної організації _____
Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:
Замовник _____

ЛНУП кафедра ТОБ

РОЗДІЛ 5
ОХОРОНА ПРАЦІ

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб

РОЗДІЛ 6

НАУКОВА РОБОТА

6.1 Аналіз існуючих конструктивних рішень тришарових панелей з легким середнім шаром

Конструкція тришарової панелі, що поєднує в собі зовнішні несучі шари з високою міцністю (обшивка) і менш міцний середній шар (заповнювач або утеплювач), була розроблена ще в 30-х роках ХХ століття. Однак сама ідея тришарової конструкції виникла давно. Закордонні дослідники відносять виникнення цієї ідеї до 1820 року., коли А. Даллау, досліджуючи закріплені стержні, установив, що при досить близькому розміщенні скріплюючих болтів їх жорсткість міняється як різниця кубів загальної товщини й простору. Областю техніки, де вперше, на самому початку другої світової війни, були застосовані ці високоміцні конструкції щодо малої ваги, була авіація. Так, наприклад, першою великою наочною конструкцією, що складалася із тришарових елементів, був літак розроблений перед Другою світовою війною, обшивка фюзеляжу цього літака - "сандвіч", утворений з прошарку бальсового дерева, обклеєного по обидва боки фанерою. Пізніше тришарові конструкції стали використовувати і в інших галузях в тому числі і будівельній.

Виходячи з великого числа теоретичних і експериментальних досліджень, були виявлені наступні основні переваги тришарових конструкцій:

- невелика питома вага в порівнянні із традиційними типами конструкцій. Масова ефективність тришарових конструкцій вища, чим більша питома жорсткість несучих шарів. Зменшення ваги зовнішніх шарів дозволяє зменшити вагу несучих конструкцій;
- високі тепло- і звукоізоляційні властивості;
- висока міцність на втому при змінних навантаженнях;
- незначне накопичення тепла в стінах з таких конструкцій;
- невисока трудомісткість зведення внаслідок високого ступеня заводської готовності й простоти монтажу в порівнянні зі звичайними конструкціями. Невелика трудомісткість і легкість монтажних (демонтажних) робіт дозволяють обходитися без застосування важкої вантажопідйомної

техніки;

- економічність у порівнянні з іншими конструкціями;
- низькі транспортні витрати на одиницю поверхні стінового контуру;
- короткі терміни будівництва об'єктів;
- можливість раціонального масового виробництва;
- привабливий зовнішній вигляд, що не вимагає додаткового оздоблення.

Разом з тим тришарові панелі, залежно від матеріалів, що застосовуються можуть мати й деякі недоліки:

- невисока вогнестійкість;
- підвищена деформативність;
- Жорсткі вимоги до технологічного процесу виробництва і його стабільності;
- зміна механічних властивостей матеріалу із часом, у тому числі старіння клеїв.

Залежно від призначення, умов експлуатації, способу виготовлення й вартості тришарової конструкції існує велика різноманітність застосовуваних для їхнього виготовлення матеріалів. Обшивки тришарових панелей виконуються з оцинкованої сталі, алюмінію й алюмінієвих сплавів, будівельної фанери, азбестоцементу, різних склопластиків. У якості заповнювача застосовуються неармовані й армовані пінопласти (полістирольний, поліуретановий, полівінілхлоридний, фенолформальдегідний), мінеральна вата, пориста гума, деревина бальсового дерева, піноскло, метал у вигляді тонкого гофрованого або профільованого листа. Можливі й змішані варіанти заповнювачів, коли, наприклад, гнізда гофр заповнюються пористим матеріалом. При цьому виявляється, що тришарова конструкція виходить найбільш ефективною, якщо вага заповнювача приблизно дорівнює сумарній вазі обшивки.

У міру вдосконалювання конструктивних рішень, починаючи із середини 50-х років минулого століття, у США, Канаді, а пізніше і у Європі стали застосовувати шаруваті конструкції в будівництві - в основному, у вигляді націпних стінових панелей і панелей покриття, а також перегородок. Уже

наприкінці 50-х років тільки в США понад 20 фірми виготовляли тришарові панелі для будівництва.

В інших країнах тришарові конструкції також знайшли широке застосування: їх випускають як масову продукцію десятки фірм у різних країнах, у тому числі Англії, Франції, Канаді, Італії, Німеччині, Бельгії, Австралії. Деякі з підприємств мають на даний час багаторічний досвід виробництва й застосування тришарових панелей, наприклад американська фірма «US Kooler» - понад 60 років, французька фірма «Unilin» початок виробництва 1973 році. Випробування різних типів тришарових панелей вели багато фірм виробників. Дослідження тришарових конструкцій проводилися Національним центром по будівництву й Експериментальною лабораторією у Франції, Дослідним центром національної асоціації житлового будівництва в США.

Тришарові панелі застосовуються за кордоном переважно в якості навісних панелей зовнішніх стін. У другій половині 20 століття із застосуванням таких панелей побудована значна кількість будинків підвищеної поверховості. Такі, наприклад, 32-поверховий громадський будинок у Лондоні з обшивками панелей з емальованої сталі й середнім шаром із крафт-паперового сотопласту, заповненого вермикулітом, багатоповерховий будинок комісаріату з атомної енергії в Парижі з обшивкою зі склопластику й середнім шаром з пінопласту (полістирольного й поліуретанового) рис. 6.1.



Рис. 6.1 Будівля комісаріату з атомної енергії в Парижі

Багатоповерховий адміністративний будинок у Лондоні з обшивками з

сталю листу й середнім шаром з пінополістиролу, 16-ти поверховий будинок у Ліоні, будинок аеропорту в Орлі (Париж), 11-поверховий будинок у Нансі.

Застосовуються також тришарові клеєні панелі для самонесучих або несучих стін і плит покриття одноповерхових будинків. Наприклад, у США безліч фірм випускають збірні одноповерхові будинки заводського виготовлення, виконані із застосуванням тришарових панелей, які експлуатують як у США, так і в інших країнах - Бразилії, Австралії й інших країнах. У Канаді такі будинки із клеєних панелей знайшли широке застосування, особливо в північних районах, де важкі умови транспортування й висока вартість робочої сили роблять ці будинки особливо ефективними.

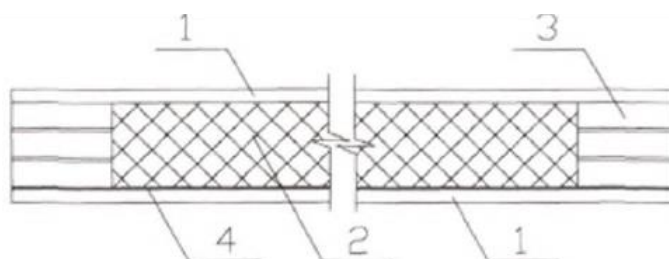


Рис. 6.2 Каркасна тришарова панель Dufaulyte (Франція)

1 – обшивки з листів сухої гіпсової штукатурки; 2 – утеплювач – мінеральна вата; 3 - каркас зі смужок гіпсокартону; 4 – пароізоляція

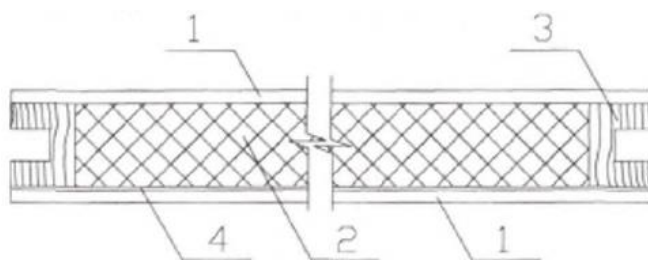


Рис. 6.3 Каркасна тришарова панель фірми SBS SIP Building Systems (Англія)

1 – обшивки з деревини (ДСП); 2 – утеплювач – мінеральна вата; 3 - каркас із дерев'яних брусків; 4 – пароізоляція

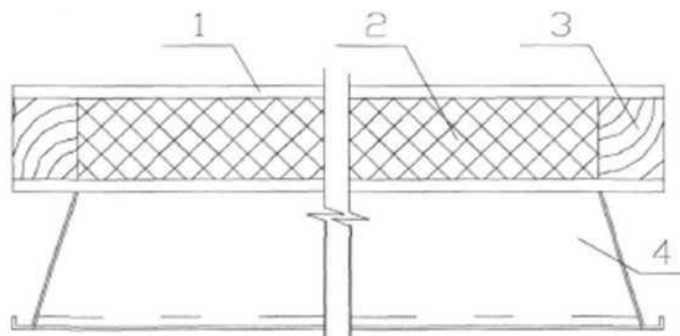


Рис. 6.4 Каркасна тришарова панель (Польща)

1 - обшивки з деревини (ДСП, фанера); 2 - утеплювач пінополістирол; 3 - каркас із дерев'яних брусків; 4 - сталеві гнуті профілі.

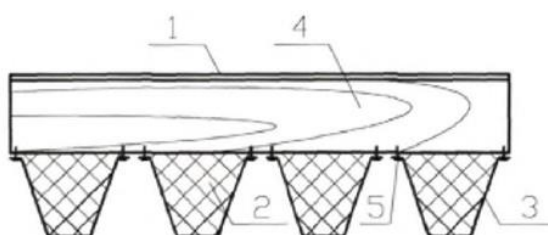


Рис. 6.5 Каркасна панель на основі профільованої фанери

1 - фанера марки ФСФ; 2 - фенольний пінопласт; 3 - фанерний профіль; 4 - поперечне дерев'яне ребро; 5 - цвяхи.

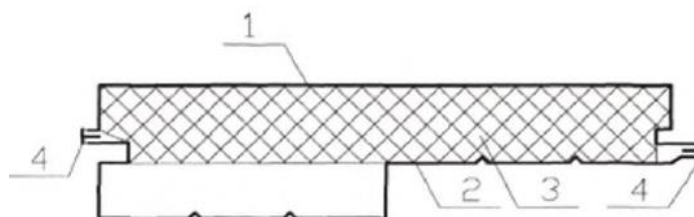


Рис. 6.6 Тришарова панель фірми (США)

1 - внутрішня обшивка з каркасом у вигляді відгинів; 2 - зовнішня обшивка; 3 - утеплювач - піноскло; 4 - полімерний профіль

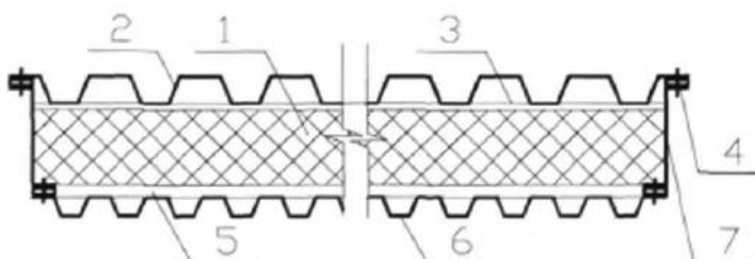


Рис. 6.7 Тришарова панель фірми (Швеція)

1 - мінераловатна плита; 2 - внутрішня обшивка; 3 - поліетиленова плівка; 4 - прокладка з фанери; 5 - картон; 6 - зовнішня обшивка; 7 - поздовжнє ребро

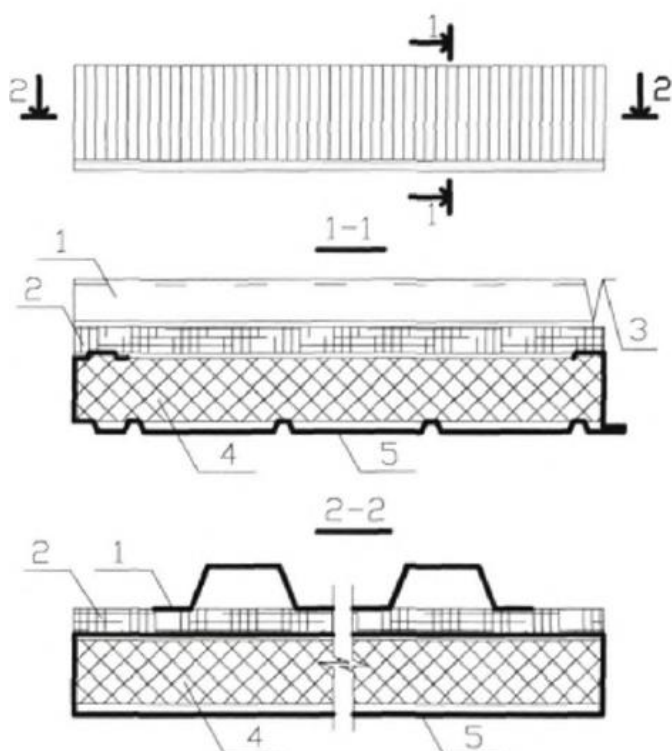


Рис. 6.8 Стінова панель «Квадро СВ-138» (Фінляндія)

1 - сталевий профільований лист «ТХР» 43/5 мм; 2 - вітрозахисна плита ; 3 - фартух;

4 – мінераловатна плита; 5 - сталева касета товщиною 0.85 мм

Своєрідна конструкція шпунтового стику з полівінілового профілю з ущільнюючими рифленнями застосовується в стінових панелях «Люкссалон», що випускаються голландською фірмою HunterDouglas. Обшивку виготовляють із оцинкованої сталі або алюмінію, жолобоподібного профілю. У якості середнього шару застосовують пінополіуретан (рис. 6.9).

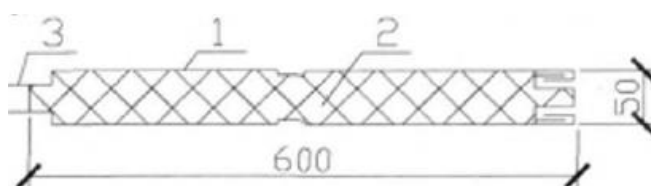


Рис. 6.9 Поперечний переріз сендвіч-панелі фірми HunterDouglas

Маса 1 м² панелі зі сталеву обшивкою - 12 кг, з алюмінієвою - 8 кг. Стіна з панелей типу «Люкссалон» дуже швидко монтується, приблизно у два рази швидше, ніж з панелей інших типів.

Інша фінська фірма «Ruukki» здійснює комплектну поставку виробничих, складських, технічних і житлових будинків. Випускаються не тільки покрівельні і стінові панелі, але й панелі підлоги й перегородок. Обшивки всіх панелей виконані зі сталевого оцинкованого листа, а середній шар - із самозагасаючого

пінополіуретану, спіненого в порожнині панелі. У конструкціях запатентованих стиків використовуються спеціальні пластмасові профілі, що дозволяють виключити теплоізолюючі прокладки.



Рис. 6.10 Поперечні профілі сендвіч-панелей Ruukki

6.2 Статичний розрахунок сендвіч-панелей

Розрахункова схема моделі тришарової панелі та фрагмент кінцево-елементної моделі зі стиком показано на рис. 6.11, 6.12.

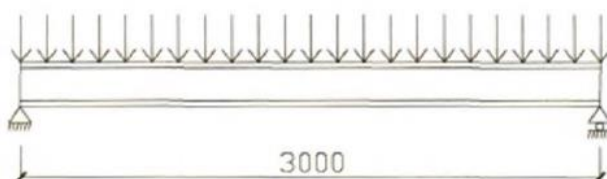


Рис. 6.11 Розрахункова схема тришарової панелі

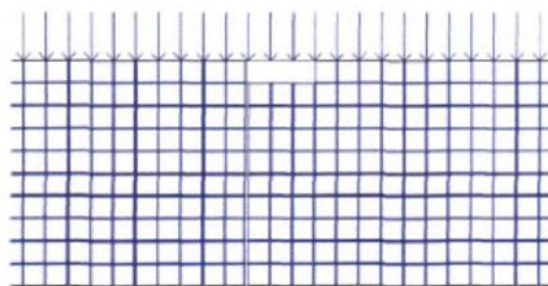


Рис. 6.12 Фрагмент кінцево-елементної моделі тришарової панелі товщиною 100 мм зі стиком

Модель побудована із двох типів кінцевих елементів: обшивка моделювалася універсальними пластинчастими кінцевими елементами з розбивкою 10×50 мм, середній шар - восьмивузловими кінцевими елементами з розбивкою розмірами $10 \times 10 \times 50$ мм. Стик між листами заповнювача приймався шириною 1 мм, кількість стиків у панелі рівна чотирьом (з урахуванням довжини ламелі 1200 мм). Розрахунок виконувався на поперечний вигин від рівномірно-розподіленого на верхню обшивку навантаження. Фрагмент кінцево-елементної моделі панелі із середнім шаром з мінеральної вати з розбивкою на кінцеві елементи представлено на рис. 6.13.

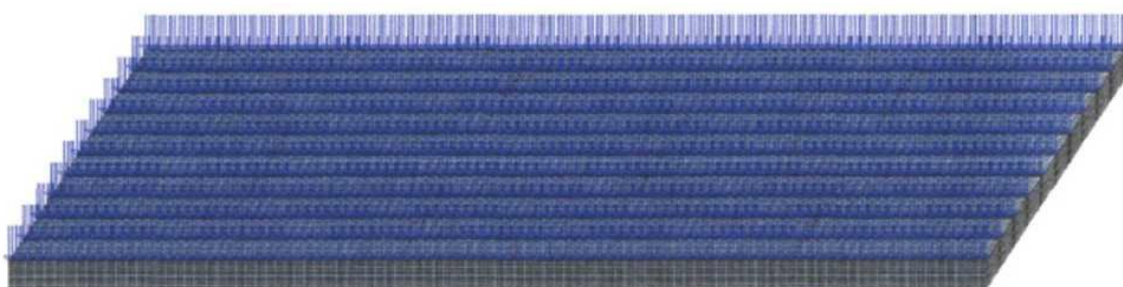
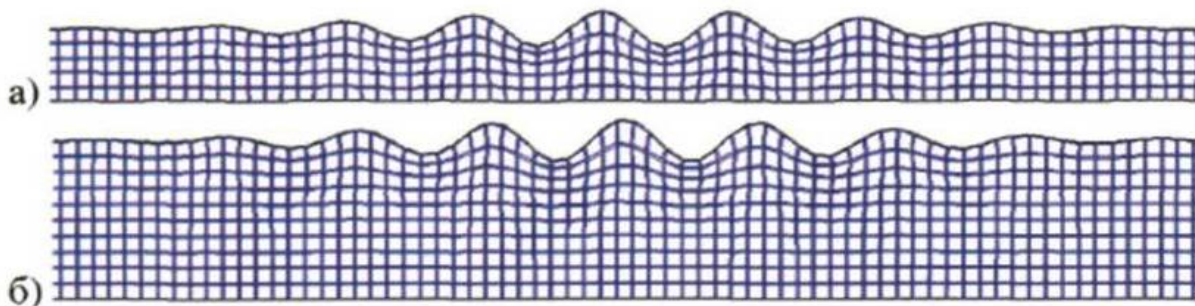


Рис. 6.13 Кінцево-елементна модель тришарової панелі товщиною 100 мм зі стиками ламелей середнього шару, розташованих у шаховому порядку

У результаті числового розрахунку виявлені наступні граничні стани конструкції: втрата стійкості верхньої стиснутої обшивки й досягнення заповнювачем межі міцності. У панелях без стику втрата стійкості верхньої стиснутої обшивки відбувається в середині панелі ($0,5l$), у зоні дії максимальних згинальних моментів (рис. 6.14, 6.15).



Рис. 6.14 Втрата стійкості стиснутої обшивки в середній частині панелі без стику



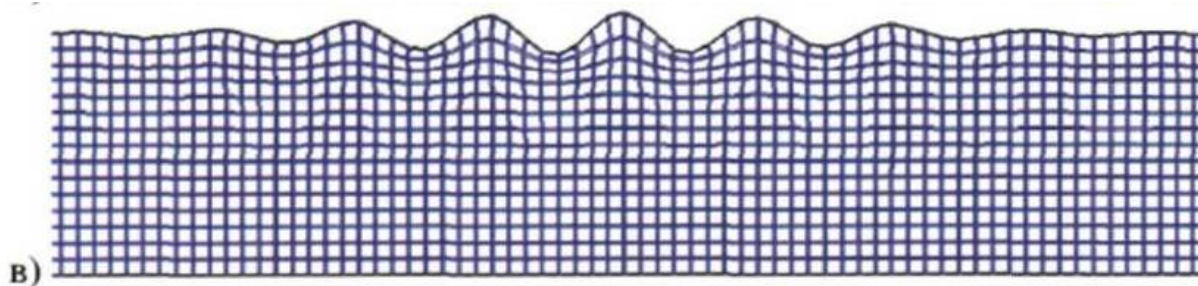


Рис. 6.15 Фрагмент середньої частини панелі без стику з місцевою втратою стійкості верхньої стиснутої обшивки

a - товщиною 50 мм; *б* - товщиною 100 мм; *в* - товщиною 150 мм

У панелях зі стиком середнього шару втрата стійкості верхньої стиснутої обшивки відбувається як у середині панелі, так і в місці стику. Якщо стик розташовується в діапазоні від 0 до 300 мм, тобто $(0..0,1) \cdot l$, втрата стійкості верхньої обшивки для всіх товщин відбувається винятково в середині панелі, так само як і в панелях без стику. Форма втрати стійкості аналогічна панелям без стику (рис. 6.16, 6.17).

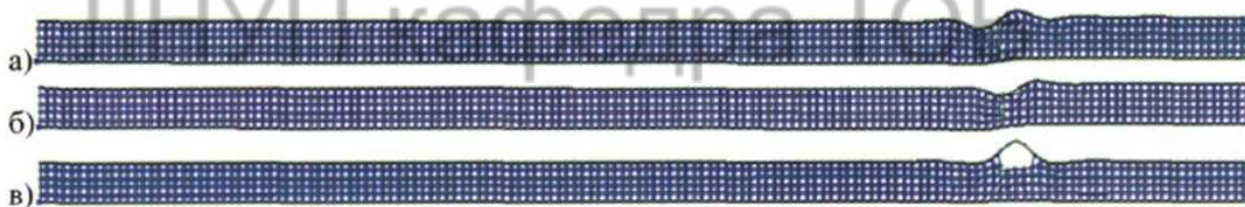


Рис. 6.16 Місцева втрата стійкості верхньої стиснутої обшивки в місці стику панелі товщиною 50 мм зі стиком на відстані 1200 мм від опори (показана половина панелі)

a - без проклеювання; *б* - з проклеюванням 20 мм; *в* - з проклеюванням 40 мм.

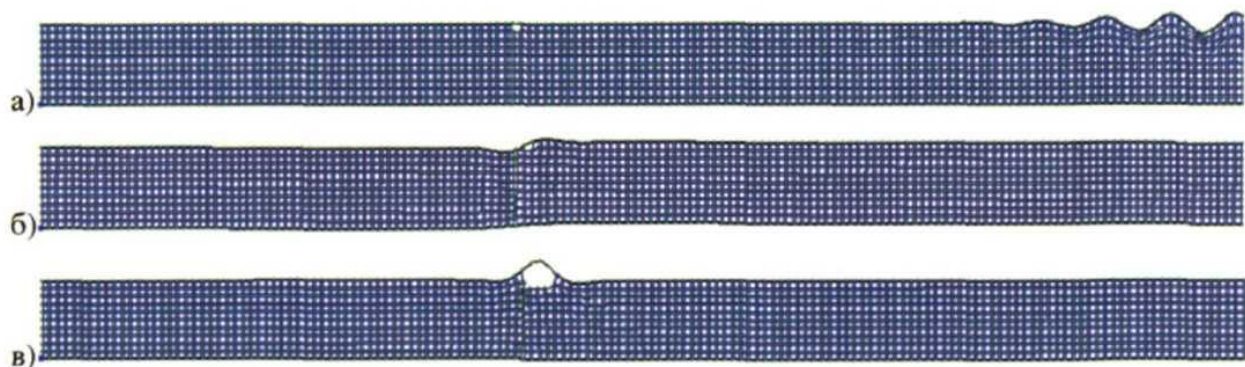


Рис. 6.17 Місцева втрата стійкості верхньої стиснутої обшивки панелі товщиною 100 мм зі стиком на відстані 600 мм від опори

a - у середній частині панелі, без проклеювання 10 мм; *б* - у місці стику, без проклеювання 20 мм; *в* - у місці стику, без проклеювання 40 мм.

При розташуванні стику в діапазоні від 1000 до 1500 мм (для товщини 50 мм), від 850 до 1500 мм (для товщини 100 мм), від 770 до 1500 мм (для товщини 150 мм), тобто приблизно $(0,3...0,7) \cdot l$, втрата стійкості верхньої стиснутої обшивки завжди спостерігається в місці стику.

Рівень максимальних напружень у серединній поверхні верхньої обшивки (тобто критичних напружень) панелей усіх товщин де втрата стійкості відбувається в середині панелі, становить 74,5 МПа. У панелях, де втрата стійкості відбувається в місці стику, рівень напружень у серединній поверхні обшивки (тобто критичних напружень) на стику становить 34,0 - 78,0 МПа.

Визначальними руйнування заповнювача є нормальні напруження розтягу (відриву обшивки) або стиску уздовж осі Z . Як приклад на рис. 6.18 – 6.21 представлені результати числового моделювання, а саме ізополі нормальних і дотичних напружень у заповнювачі поблизу стику, для товщини панелей 50, 100 і 150 мм

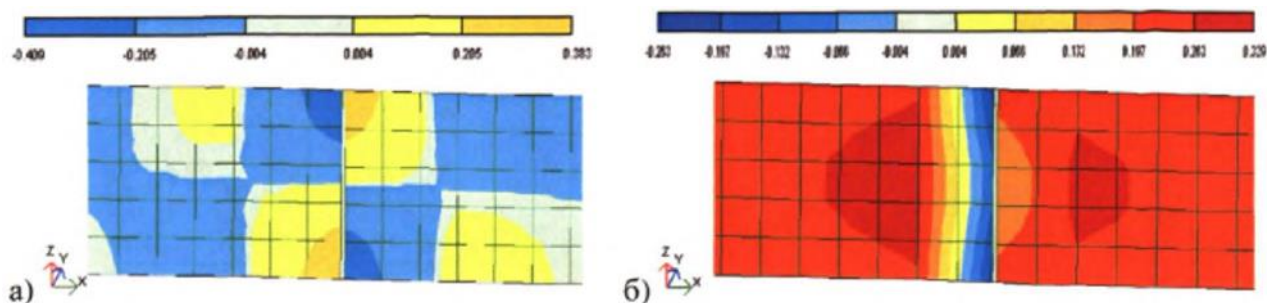


Рис. 6.18 Ізополі напружень σ_z (а) і τ_{xz} (б) в середньому шарі панелі товщиною 50 мм

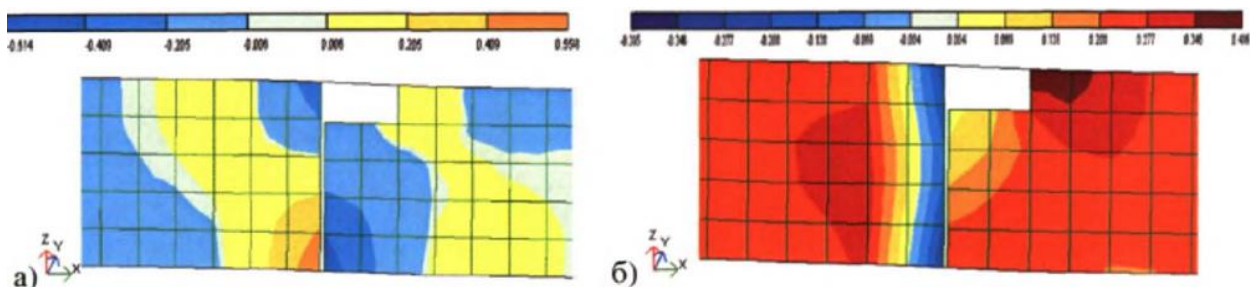


Рис. 6.19. Ізополі напружень σ_z в середньому шарі панелі товщиною 50 мм

поблизу стику

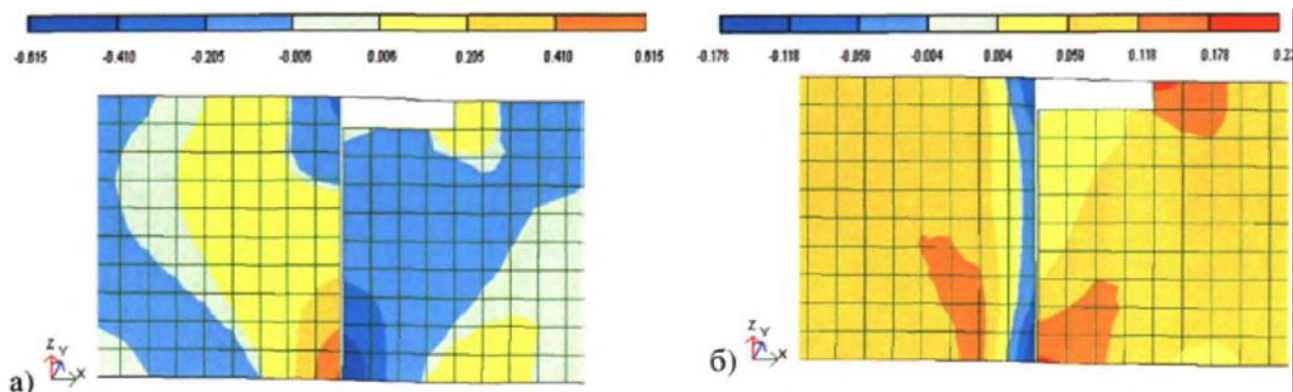


Рис. 6.20 Ізополі напружень σ_z (а) і τ_{xz} (б) в середньому шарі панелі товщиною 100 мм поблизу стику

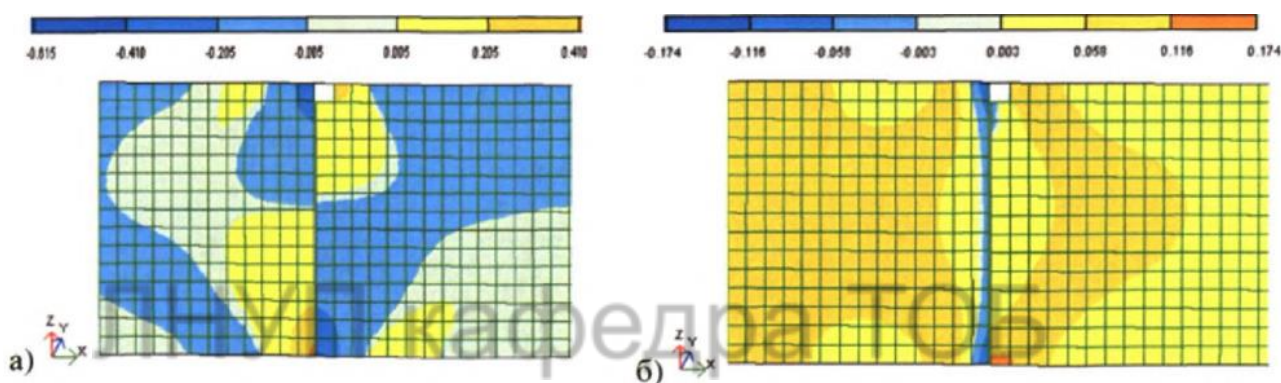


Рис. 6.21 Ізополі напружень σ_z (а) і τ_{xz} (б) в середньому шарі панелі товщиною 150 мм поблизу стику

Вважається, що вичерпання несучої здатності панелі в цьому випадку відбувається при досягненні середнім шаром величини межі міцності 0,07 МПа.

Виявлено що втрата стійкості стиснутої обшивки визначає несучу здатність панелі в цілому в панелей. У панелях зі стиком середнього шару втрата стійкості відбувається в місці стику. Міцність заповнювача на розтяг в місці стику визначає несучу здатність панелі в зоні від 0 до 1/4-1/3 прольоту, тобто в приопорній частини. При цьому несуча здатність панелі, обумовлена міцністю заповнювача і практично не залежить від товщини панелі.

Аналіз показав, що несуча здатність тришарових панелей, визначається місцевою втратою стійкості стиснутої обшивки, зі стиком у середньому шарі менше, ніж панелі без стику тієї ж товщини. І чим ближче розташований стик до

центру панелі, тем менша її несуча здатність. У найбільш несприятливому випадку, тобто у випадку панелі зі стиком заповнювача, розташованим у центрі, несуча здатність нижча на 11 - 23%. Таким чином, наявність і розташування стику істотно впливають на несучу здатність тришарової панелі.

6.3 Розрахунок несучої здатності тришарової панелі

Розрахунок частини, що контактує з основою.

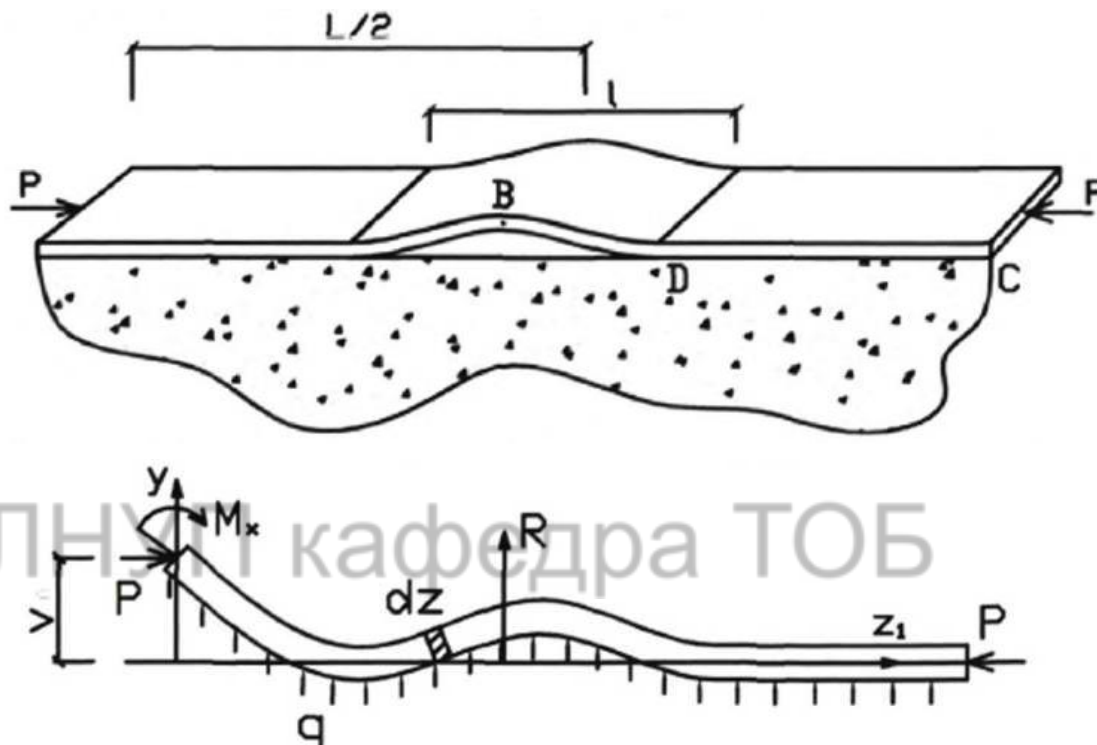


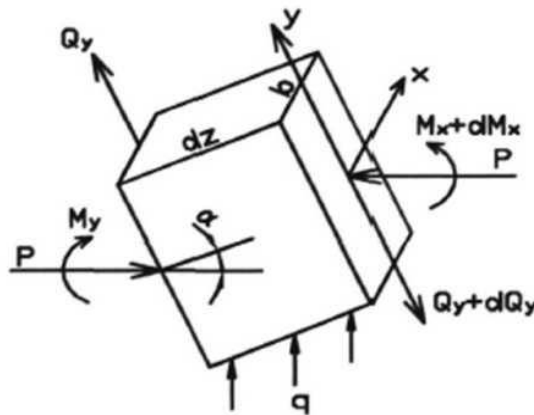
Рис. 6.22 Розрахункова схема частини обшивки, що контактує з основою
 M – момент, з яким діє ліва частина на BC ; R – рівнодіюча реакції основи.

З умов рівноваги $\sum_y F = 0$ випливає, що $R = 0$, тобто реакція основи представляє собою самоурівноважуюче навантаження.

Для одержання диференціальних рівнянь щодо прогину $v(z)$ необхідно розглянути елемент обшивки довжиною dz (рис. 6.23).

З рівнянь рівноваги випливає:

$$\begin{cases} Q_y - (Q_y + dQ_y) + q \cdot dz + P \cdot \sin \alpha - P \cdot \sin \alpha = 0 \mid \div dz_1 \\ -M_x + M_x + dM_x - Q_y dz + P \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot dz = 0 \end{cases}$$

Рис. 6.23 Елемент обшивки довжиною dz

$$\begin{cases} \frac{dQ_y}{dz_1} = q \\ \frac{dM_x}{dz_1} = Q_y - P \cdot \operatorname{tg} \alpha \end{cases}$$

Поведінка основи описується моделлю Вінклера, тобто прийнято, що на балку діє реакція: $q = -k^* \cdot v_1 \cdot b$

де k^* – коефіцієнт постелі на одиницю довжини балки (розмірність-сила/(довжина)²).

$$\alpha \text{ рівне } \operatorname{tg} \alpha = \alpha = \frac{dv}{dz}$$

Підставляємо дані значення в рівняння і отримаємо

$$\frac{dQ_y}{dz_1} = k^* \cdot v_1, \quad \frac{dM_x}{dz_1} = Q_y - P \cdot \frac{dv}{dz_1}$$

Використовуючи рівняння вигнутої осі балки $EI_x \frac{d^2v}{dz_1^2} = M_x$

Остаточно одержимо:

$$EI_x \frac{d^4 \cdot v_1}{dz_1^4} + k^* \cdot v_1 + P \frac{d^2 \cdot v_1}{dz_1^2} = 0$$

ВИСНОВКИ

У результаті проведеного аналізу з'ясовано, що сендвіч-панелі представляють високу актуальність при своєму використанні в сфері сучасного будівництва. Дані конструкції є перспективним інструментом зниження економічних витрат на дорогі будівельні матеріали.

Головна перевага сендвіч-панелей – це легкість їх монтажу в комбінації з теплотехнічними характеристиками. Транспортування панелей не викликає труднощів, тому що вони мають відносно низьку масу й збираються в будь-яких умовах. Несуча здатність, теплоізоляційні й інші важливі характеристики ізоляційної оболонки залежать від надійного з'єднання панелей і розміщення їх у конструкції.

Проведений аналіз напружено-деформованого стану тришарових панелей зі стиком середнього шару та аналіз аналітичних і числових методів моделювання.

Огляд досвіду застосування тришарових панелей показав, що сучасна технологія виготовлення панелей передбачає використання середніх шарів з окремих листів або ламелей утеплювача. Дана технологія приводить до появи одного або декількох поперечних стиків і конструктивних недосконалостей.

Виконано аналіз числової моделі тришарових панелей який показав, що несуча здатність панелей визначається, залежно від розташування стику по довжині панелі, як втратою стійкості стиснутої обшивки, так і втратою міцності заповнювача в місці стику. При цьому несуча здатність панелей зі стиком до 53% нижче аналогічних панелей без стику.

Таким чином, сендвіч-панелі з утеплювачем у вигляді пінополіуретану мають ряд переваг у порівнянні зі своїми конкурентами на ринку будівельних матеріалів, у тому числі в порівнянні з панелями, де в якості утеплювача використовується мінеральна вата або пінополістерол.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб

ЛНУП кафедра ТОб