

ВСТУП

Рівень задоволення житлових потреб населення є важливим індикатором загальної якості життя. Умови проживання є обов'язковим компонентом матеріального добробуту і водночас проявом соціальної диференціації. Обмеженість доступу до житла уповільнює темпи економічного зростання, провокує соціальні та політичні конфлікти

За будь-яких умов житло є одним з основних матеріальних благ, необхідних для успішної організації життєдіяльності людини та реалізації її життєвих цілей. Потреба в житлі є базовою, вона виникає з народження людини і зберігає вагомое значення протягом усього життя, а його основні характеристики є індикаторами якості життя. Житлові умови населення залежать від тенденцій розвитку житлового будівництва, його орієнтації на потреби споживачів та збалансованості розвитку ринку житлової нерухомості.

У будь-якій країні світу житлове будівництво є важливою сферою економічної діяльності та матеріальною основою формування житлових умов населення, від розвитку якої залежать не лише основні якісні параметри житлових споруд, рівень їхнього технічного оснащення та загальна комфортність, але й значною мірою потенціал здоров'я населення

На сьогоднішній день сучасні міста є складними системами, в яких проходять різні процеси, пов'язані з життєдіяльністю людини. Прибудинкова територія є простором для відпочинку та комунікації поза роботою та житлом і відгороджує людину від негативних факторів сучасного міста. Вона включає в себе як внутрішній простір, обмежений забудовою, так і частину прилеглих зовнішніх просторів і повинна бути упорядкована таким чином, щоб бути комфортною для всіх.

Кожен мріє про власний будинок за містом або в затишних передмістях. Природне бажання утекти від міського шуму і суєти призвело до бурхливого зростання будівництва приватних будинків у населених пунктах.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Планування генерального плану

Ділянка під забудову прямокутної форми 24 x 32 м, площею 0,0768 га. Рельєф ділянки спокійний, без значних перепадів відміток землі. [9,22]

Житловий будинок запроектований в центральній частині земельної ділянки. Також на території ділянки розміщується гараж та город. Відведення поверхневої води від будівлі вирішено за спланованою поверхнею. Горизонтальна прив'язка - до координатної будівельної сітки, вертикальна - до існуючого репера. Позначка нуля чистої підлоги першого поверху - абсолютна позначка рельєфу 49,300 м.

Огороджувати територію ділянки вирішено кам'яним парканом.

Таблиця 1.1.

Експлікація будівель за генпланом

№ з/п	Найменування показників
1	Житловий будинок
2	Гараж
3	Город

Таблиця 1.2.

ТЕП за генпланом

№ з/п	Найменування показників	Одиниці виміру	Площа
1	Площа ділянки	га	0,0768
2	Площа забудови	м ²	164,0
3	Площа покриття	м ²	240,0
4	Площа озеленення	м ²	364,0
5	Процент озеленення	%	47

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Житловий будинок з мансардним поверхом має розміри в осях 1-5 – 10,8 м; в осях А-Д – 12,0 м, з повздовжніми та поперечними несучими стінами. Будівля складається з першого, другого та мансардного поверхів. Висота першого та другого поверхів складає 2,9 м, мансардного – 2,7 м.

На першому поверсі розташовуються кухня, вітальня, санвузол, опалювальна, а також тренажерна зала. З лицьового фасаду передбачена огорожена та накрита тераса.

На другому поверсі передбачена кімната для гостей зі спальнею, кабінет-бібліотека, пральня, ванна кімната та балкон.

На мансардному поверсі запроектовані спальні кімнати, а також ванна кімната у безпосередній близькості від кімнат.

Таблиця 1.3.

Експлікація приміщень першого поверху

№ прим.	Найменування приміщення	Один. виміру	Площа
1	Тераса	м ²	27,00
2	Тамбур	м ²	2,68
3	Хол	м ²	16,30
4	Тренажерна зала	м ²	18,55
5	Санвузол	м ²	1,73
6	Опалювальна	м ²	3,30
7	Кухня	м ²	10,63
8	Вітальня	м ²	23,76

Таблиця 1.4.

Експлікація приміщень другого поверху

№ прим.	Найменування приміщення	Один. виміру	Площа
1	Хол	м ²	16,38
2	Кабінет-бібліотека	м ²	18,55
3	Ванна кімната	м ²	7,85
4	Пральня	м ²	7,85
5	Спальня	м ²	11,48
6	Кімната для гостей	м ²	11,88
7	Балкон	м ²	2,68

Експлікація приміщень мансардного поверху

№ прим.	Найменування приміщення	Один. виміру	Площа
1	Хол	м ²	14,87
2	Гардероб	м ²	3,40
3	Спальня	м ²	18,55
4	Спальня	м ²	12,54
5	Ванна кімната	м ²	6,70
6	Спальня	м ²	23,76

1.3. Конструктивне рішення

Житловий будинок запроектовано з поздовжніми та поперечними несучими стінами з цегли та з використанням збірних залізобетонних виробів. Спільна робота стін з горизонтальним перекриттям забезпечить просторову жорсткість будинку. [13,16,17,21,29]

1. Фундаменти запроектовані монолітні стрічкові шириною 1000 мм, висотою 300 мм. Зовнішні та внутрішні стіни підземної частини виконані з фундаментних стінових блоків. Для попередження проникнення вологи через фундамент виконується горизонтальна гідроізоляція у вигляді двох шарів акваізолу та вертикальна гідроізоляція - обмазка бітумом за два рази. Для запобігання підмокання фундаменту по периметру будівлі виконується вимощення шириною 1,5 м. Зовнішня частина фундаменту оздоблюється керамічною плиткою на цементно-піщаному розчині.

Специфікація залізобетонних виробів

Позиція	Позначення	Найменування	Кількість	Маса один., кг
Ф-1		ФБС 24.4.6-т	69	1300
Ф-2		ФБС 12.4.6-т	12	650
Ф-3		ФБС 9.4.6-т	12	487

2. Стіни. Зовнішні стіни виконані з цегли глиняної звичайної М150 на цементно-піщаному розчині марки М50. Товщина суцільної кладки зовнішніх стін

380 мм. Товщина внутрішніх несучих стін 380 мм з глиняної цегли М150 на цементно-піщаному розчині марки М50, у яких виконують вентиляційні канали розмірами 140x140 мм. Товщина перегородок 120 мм з глиняної цегли марки М50 на цементно - піщаному розчині марки М25.

3. Перекриття та покриття. В проекті у якості перекриття та покриття застосовуються залізобетонні багатопустотні плити, які виробляються на заводах збірного залізобетону за конвеєрною технологією за серією 1.141-1. Плити армуються в розтягнутій зоні високоміцною проволокою періодичного профілю та поперечно напруженою арматурою. Попереднє напруження виконується електротермічним способом. Шви між плитами заповнюються цементно-піщаним розчином М100.

Таблиця 1.7.

Специфікація збірних залізобетонних виробів

Позначення	Найменування	Кількість	Маса один., кг
Серія 1.141-1, випуск 60	ПК 24.15-8т	6	1145
Серія 1.141-1, випуск 60	ПК 36.12-8т	6	1280
Серія 1.141-1, випуск 60	ПК 36.15-8т	20	1700

4. Покрівля запроектована двохскатна з крокв'яною конструкцією. Дерев'яний брус розміром 50 x 200мм слугує в якості крокви. Кроква обпирається на мауерлат 100 x 100 мм та кріплять скруткою, приєднаною до закладних деталей у кладці. Далі влаштовують гідроізоляцію поверх крокв, яку закріплюють за допомогою контрбрусу і прибивають листи OSB. Покрівлю запроектовано з бітумної черепиці. Між кроквами вкладають утеплювач з мінплит. Далі вкладають паробар'єр з поліетиленової плівки, яку закріплюють до крокви контрбрусом. Листами гіпсокартону крокв'яну конструкцію зашивають з середини, що і використовують в якості стелі мансардного поверху. Дощові води відводять з поверхні покрівлі за допомогою водовідвідних воронок.

5. Вікна та двері. Всі вікна виконані з металопластику за стандартними розмірами. Зовнішні двері виконуються металевими з утепленням. Міжкімнатні двері виготовляються з деревини.

Таблиця 1.8.

Специфікація вікон і дверей

Позиція	Серія, позначення	Марка, розміри	Кількість
Вікна			
В-1	Індивідуальне виготовлення. Металопласт	1000 x 1600 (h)	18
В-2	Індивідуальне виготовлення. Металопласт	1200 x 1600 (h)	5
В-3	Індивідуальне виготовлення. Металопласт	1500 x 1600 (h)	3
В-4	Індивідуальне виготовлення. Металопласт	1800 x 1600 (h)	4
Дверні блоки			
Д-1	Індивідуальне виготовлення. Металеві	ДНМ 1000 x 2100 (h)	1
Д-2	Індивідуальне виготовлення. Дерев'яні	ДГ 1500 x 2100 (h)	2
Д-3	Індивідуальне виготовлення. Дерев'яні	ДГ 900 x 2100 (h)	22
Д-4	Індивідуальне виготовлення. Дерев'яні	ДГ 700 x 2100 (h)	3
Д-5	Індивідуальне виготовлення. Металопласт	ДБО 1000 x 2100 (h)	1

6. Сходи. Головні сходи в житловому будинку виконані по індивідуальному проекту з металевих косоурів та бетонних проступів шириною 900 мм. Для безпеки пересування по контуру сходів виконується огороження металевими поручнями на висоту 1 м.

7. Внутрішнє оздоблення приміщень. У приміщеннях житлового будинку виконується поліпшена штукатурка. Стіни в спальнях, житлових кімнатах, холах пофарбовано силікатними фарбами. В ванних кімнатах передбачено оздоблення глазурованою керамічною плиткою на висоту поверху.

8. Зовнішнє оздоблення. Цоколь штукатуриться цементно-вапняним розчином та облицьовується керамічними плитками на цементно-піщаному розчині. З зовнішньої сторони стіни виконується утеплення плитами з екструдованого пінополістиролу товщиною 50 мм, після чого наноситься шар захисно-декоративної тонкошарової штукатурки будівельними сумішами "Ceresit" з ар-

муючою сіткою та фарбують фасадними водостійкими фарбами.

9.Підлога. В житловому будинку проектується тип підлоги залежно від функціонального призначення даного приміщення. У приміщеннях з підвищеною вологістю, ванних кімнатах використовується керамічна плитка. В житлових кімнатах, холах, кухні стелиться лінолеумове покриття.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Розрахунок стрічкового фундаменту

2.1.1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Характеристики ґрунтів основи визначаємо згідно фізичних характеристик ґрунту. [12,23,27]

Перший шар – рослинний, потужністю 0,3 м, зрізується .

Другий шар – суглинок льосовидний світло-коричневий та бурий, потужністю 4,0 м;

$$\gamma = 1,78 \text{ т/м}^3 \quad \gamma_s = 2,69 \text{ т/м}^3 \quad w = 0,20 \quad w_L = 0,28 \quad w_p = 0,18$$

1) питома вага сухого скелету ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{1,78}{1 + 0,2} = 1,48 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 14,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

2) коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + w) - 1 = \frac{2,69}{1,78} \cdot (1 + 0,2) - 1 = 0,81$$

Висновок: ґрунт пухкий (стр. 51 [6]).

3) пористість ґрунту:

$$n = \frac{e}{1 + e} \cdot 100\% = \frac{0,81}{1 + 0,81} \cdot 100\% = 45 \%$$

4) ступінь вологості ґрунту:

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,2 \cdot 2,69}{0,81 \cdot 1} = 0,66$$

Висновок: ґрунт вологий, не просадний (стор. 50 [6]).

$$\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - 1}{1 + e} = \frac{2,69 - 1}{1 + 0,81} = 0,93 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 9,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

5) уточнюємо вид глинистого ґрунту, визначаємо число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,28 - 0,18 = 0,10$$

Висновок: суглинок (стор. 51 [6]).

6) показник консистенції:

$$I_l = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,20 - 0,18}{0,28 - 0,18} = 0,2$$

Висновок: суглинок полу твердий (стор. 52 [6]).

7) умовний розрахунковий тиск визначаємо за таблицею додатка Е ДБН В.2.1-10-2009 для не просадного ґрунту:

$$R_o = 190 \text{ кПа}$$

8) нормативне значення питомого зчеплення, кута внутрішнього тертя та модуля деформації визначаємо за таблицею додатка В ДБН В.2.1-10-2009:

$$C_H = 22 \text{ кПа} \quad \phi_H = 22^\circ \quad E_o = 13 \text{ МПа}$$

Третій шар – льос світло-жовтий, потужністю 1,6 м;

$$\gamma = 1,85 \text{ т/м}^3 \quad \gamma_s = 2,67 \text{ т/м}^3 \quad w = 0,26 \quad w_L = 0,31 \quad w_p = 0,22$$

1) питома вага сухого скелету ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{1,85}{1 + 0,26} = \frac{1,47 \text{ т}}{\text{м}^3} = \frac{14,7 \text{ кН}}{\text{м}^3}$$

2) коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + w) - 1 = \frac{2,67}{1,85} \cdot (1 + 0,26) - 1 = 0,82$$

Висновок: ґрунт пухкий (стор. 51 [6]).

3) пористість ґрунту:

$$n = \frac{e}{1 + e} \cdot 100\% = \frac{0,82}{1 + 0,82} \cdot 100\% = 45 \%$$

4) ступінь вологості ґрунту:

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,26 \cdot 2,67}{0,82 \cdot 1} = 0,85$$

Висновок: ґрунт насичений водою, не просадний (стор. 50 [6]).

$$\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - 1}{1 + e} = \frac{2,67 - 1}{1 + 0,82} = 0,92 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 9,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

5) уточнюємо вид глинистого ґрунту, визначаємо число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,31 - 0,22 = 0,09 - \text{суглинок (стор. 51 [6])}.$$

6) показник консистенції:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,26 - 0,22}{0,31 - 0,22} = 0,44$$

Висновок: суглинок туго пластичний (стор. 52 [6]).

7) умовний розрахунковий тиск -ДБН В.2.1- 10-2009 для не просадного ґрунту:

$$R_o = 200 \text{ кПа}$$

8) нормативне значення питомого зчеплення, кута внутрішнього тертя та модуля деформації визначаємо за таблицею додатка В ДБН В.2.1-10-2009:

$$C_H = 21 \text{ кПа} \quad \phi_H = 20^\circ \quad E_o = 12 \text{ МПа}$$

Четвертий шар – суглинок льосовидний важкий коричневий, потужністю 5,7 м;

$$\gamma = 1,91 \text{ т/м}^3 \quad \gamma_s = 2,65 \text{ т/м}^3 \quad w = 0,27 \quad w_L = 0,32 \quad w_p = 0,22$$

1) питома вага сухого скелету ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{1,91}{1 + 0,27} = 1,5 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 15,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

2) коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + w) - 1 = \frac{2,65}{1,91} \cdot (1 + 0,27) - 1 = 0,76$$

Висновок: ґрунт середньої щільності (стор. 51 [6]).

3) пористість ґрунту:

$$n = \frac{e}{1 + e} \cdot 100\% = \frac{0,76}{1 + 0,76} \cdot 100\% = 43 \%$$

4) ступінь вологості ґрунту:

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,27 \cdot 2,65}{0,76 \cdot 1} = 0,94$$

Висновок: ґрунт насичений водою, не просадний (стор. 50 [6]).

$$\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - 1}{1 + e} = \frac{2,65 - 1}{1 + 0,76} = 0,94 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 9,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

5) уточнюємо вид глинистого ґрунту, визначаємо число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,32 - 0,22 = 0,10$$

Висновок: суглинок (стор. 51 [6]).

6) показник консистенції:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,27 - 0,22}{0,32 - 0,22} = 0,5$$

Висновок: суглинок туго пластичний (стр. 52 [6]).

7) умовний розрахунковий тиск визначаємо за таблицею додатка Е ДБН В.2.1-10-2009 для не просадного ґрунту:

$$R_o = 210 \text{ кПа}$$

2.1.2. Збір навантажень, діючих на фундамент

Збір навантажень виконуємо за ДБН В.1.2-2:2006. СНББ „Навантаження і впливи. Норми проектування” [3,13,21,27,32,33].

Основні характеристики навантажень – це нормативні значення за ДБН В.1.2-2:2006 та розрахункові величини. Розрахункові величини – це нормативні значення помножені на коефіцієнт надійності за навантаженням.

Виконуємо збір навантажень на фундамент під зовнішню стіну на вісь 4.

Вантажна площа:

$$A = 1,0 \cdot \frac{3,6}{2} = 1,8 \text{ м}^2$$

Розрахунок ведемо в табличній формі (таблиця 2.1).

Таблиця 2.1

Навантаження на фундамент під зовнішню стіну

Навантаження	Нормативне навантаження			Розрахункове навантаження, кН
	на од. площі, кН/м ²	від вантажної площі, кН		
	γ_f			
Постійне навантаження				
Від бітумної черепиці	0,06	0,11	1,3	0,14
Від плити ОСП	0,15	0,27	1,1	0,30
Від крокв та контрбрусів	0,80	1,44	1,1	1,58
Від 1 шару гідроізолю	0,06	0,11	1,3	0,14
Від утеплювача (мінвата)	0,50	0,90	1,2	1,08
Від пароізоляції	0,05	0,09	1,3	0,12
Від гіпсокартону	0,12	0,22	1,1	0,24
Від плит покриття	2 x 3,0	10,8	1,1	11,88
Від підлог поверхів	2 x 0,83	3,00	1,3	3,90
Від стіни з цегли глиняної товщиною 380 мм	–	62,32	1,1	68,55
Від стінових блоків	–	18,0	1,1	19,80
Тимчасове навантаження				
Від снігу	0,8	1,44	1,14	1,64
Від рівномірно розподіленого міжповерхового навантаження	2 x 2,0	7,20	1,2	8,64
Всього:		105,9		118,0

2.1.3. Проектування стрічкового монолітного фундаменту під зовнішню стіну [3,13,21,27,32,33]

Ширина підшви стрічкового фундаменту розраховується за формулою:

$$b = \frac{N^H}{R_0 - \gamma_f \cdot \beta \cdot d_1}$$

де $\gamma_f \cdot \beta = 2 \text{ т/м}^3$ – коефіцієнт, який враховує різницю в щільності фундаменту та ґрунту:

$$b = \frac{10,59}{19 - 1,2 \cdot 2,0} = \frac{10,59}{16,6} = 0,64 \text{ м}$$

Приймаємо підшву фундаменту шириною 1000 мм та висотою 300 мм.

Розрахунковий опір ґрунту основи під підшвою фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \left(M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot C_{11} \right) \text{ МПа}$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи (таблиця Е.7 [7]);

k – дорівнює 1,1;

M_γ, M_q, M_c – згідно (таблиці Е.8 [7]);

k_z – коефіцієнт, приймаємо рівним 1

$\gamma_{11}, \gamma'_{11}$ – питома вага ґрунтів, які залягають нижче та вище підшви фундаменту;

C_{11} – зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,61 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 17,8 + 3,44 \cdot 1,2 \cdot 17,8 + 6,04 \cdot 22) = 0,247 \text{ МПа}$$

Середній фактичний тиск під підшвою фундаменту дорівнює:

$$G_{cp} = \frac{N^p + N_\phi + N_{гр}}{b \cdot l} \text{ МПа}$$

$$N_\phi = b \cdot l \cdot h \cdot \gamma_\phi = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 25 = 7,5 \text{ кН}$$

$N_{гр}$ – вага ґрунту, що лежить на кромці фундаменту:

$$N_{гр} = (b - b_{ст}) \cdot l \cdot d_1 \cdot \gamma = (1,0 - 0,4) \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 17,8 = 12,82 \text{ кН}$$

$$G_{cp} = \frac{118,0 + 7,5 + 12,82}{1,0 \cdot 1,0} = \frac{138,32}{1,0} = 138,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,138 \text{ МПа}$$

Перевірка умови:

$$G_{cp} \leq R$$

$$0,138 \text{ МПа} < 0,247 \text{ МПа}$$

Умова виконується. Приймається підосва фундаменту ширина якої складає 1000 мм та висота 300 мм.

Визначаємо потрібну площу перерізу арматури на 1 м довжини стрічкового фундаменту за формулою:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} \quad \text{м}^2$$

де M – згинальний момент, виникаючий в перерізі у грані стіни:

$$M = 0,125 \cdot G_{cp} \cdot (b - b_{ct})^2 \cdot l = 0,125 \cdot 138,32 \cdot (1,0 - 0,4)^2 \cdot 1,0 = 6,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

h_0 – робоча висота фундаменту:

$$h_0 = h - a = 0,3 - 0,04 = 0,26 \text{ м}$$

a – висота захисного шару бетону;

R_s – розрахунковий опір арматури, для класу А400С $R_s = 365 \text{ МПа}$.

$$A_s = \frac{6,22}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,73 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

З конструктивних міркувань приймаємо сім стрижнів діаметром 8 мм з сталі класу А400С загальною площею $A_s = 3,52 \text{ см}^2$. Крок стрижнів приймаємо 150 мм. Площу розподільної арматури на 1 м ширини фундаментної плити:

$$A_{sp} = 3,52 \cdot 0,12 = 0,704 \text{ см}^2$$

Приймаємо з конструктивних міркувань – три стрижні діаметром 8 мм з сталі класу А400С загальною площею $A_s = 1,51 \text{ см}^2$. Крок розподільної арматури 350 мм.

2.1.4. Проектування стрічкового монолітного фундаменту

під внутрішню стіну [3,13,21,27,32,33]

Ширина підосви стрічкового фундаменту розраховується за формулою:

$$b = \frac{N^H}{R_0 - \gamma_d \cdot \beta \cdot d_1} \quad \text{м}$$

де $\gamma_d \cdot \beta = 2 \text{ т/м}^3$ – коефіцієнт, який враховує різницю в щільності

$$b = \frac{11,5}{19 - 1,2 \cdot 2,0} = \frac{11,5}{16,6} = 0,7 \text{ м}$$

Приймаємо підшву фундаменту шириною 1000 мм та висотою 300 мм.

Розрахунковий опір ґрунту основи під підшвою фундаменту визначається:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot C_{11}) \quad \text{МПа}$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи (таблиця Е.7 [7]);

k – приймаємо рівним 1,1;

M_{γ}, M_q, M_c – коефіцієнти (таблиця Е.8 [7]);

k_z – коефіцієнт рівний 1;

$\gamma_{11}, \gamma'_{11}$ – вага ґрунтів нижче та вище підшви фундаменту;

C_{11} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,61 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 17,8 + 3,44 \cdot 1,2 \cdot 17,8 + 6,04 \cdot 22) = 0,247 \text{ МПа}$$

Середній фактичний тиск під підшвою фундаменту визначається за формулою:

$$G_{cp} = \frac{N^p + N_{\phi} + N_{гр}}{b \cdot l} \quad \text{МПа}$$

де N_{ϕ} – вага фундаменту:

$$N_{\phi} = b \cdot h \cdot \gamma_{\phi} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 25 = 7,5 \text{ кН}$$

$N_{гр}$ – вага ґрунту, який лежить на кромці фундаменту:

$$N_{гр} = (b - b_{сг}) \cdot l \cdot d_1 \cdot \gamma = (1,0 - 0,4) \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 17,8 = 12,82 \text{ кН}$$

$$G_{cp} = \frac{129,4 + 7,5 + 12,82}{1,0 \cdot 1,0} = \frac{149,72}{1,0} = 150 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0,15 \text{ МПа}$$

Перевірка умови: $G_{cp} \leq R$

$$0,150 \text{ МПа} < 0,247 \text{ МПа}$$

Умова виконується. Приймається підшва фундаменту ширина якої 1000 мм та висота 300 мм. Визначаємо потрібну площу перерізу арматури на 1 м довжини стрічкового фундаменту за формулою:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} \quad \text{м}^2$$

де M – згинальний момент, виникаючий в перерізі у грані стіни:

$$M = 0,125 \cdot G_{\text{сп}} \cdot (b - b_{\text{СТ}})^2 \cdot l = 0,125 \cdot 150 \cdot (1,0 - 0,4)^2 \cdot 1,0 = 6,74 \quad \text{кН} \cdot \text{м}$$

h_0 – робоча висота фундаменту:

$$h_0 = h - a = 0,3 - 0,04 = 0,26 \quad \text{м}$$

a – висота захисного шару бетону;

R_s – розрахунковий опір арматури, для класу А400С $R_s = 365$ МПа.

$$A_s = \frac{6,74}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,79 \cdot 10^{-4} \quad \text{м}^2$$

З конструктивних міркувань приймаємо сім стрижнів діаметром 8 мм з сталі класу А400С загальною площею $A_s = 3,52$ см². Крок стрижнів приймаємо 150 мм. Площу розподільної арматури на 1 м ширини фундаментної плити:

$$A_{\text{сп}} = 3,52 \cdot 0,12 = 0,704 \quad \text{см}^2$$

Приймаємо три стрижні діаметром 8 мм з сталі класу А400С загальною площею $A_s = 1,51$ см². Крок розподільної арматури 350 мм.

2.1.5. Розрахунок основи стрічкового фундаменту за деформаціями

Згідно вимог ДБН В.2.1-10-2009 проводимо розрахунок основ стрічкового фундаменту за деформаціями, виходячи з умов : [3,13,21,27,32,33]

$$S \leq S_u = 8.. 10 \quad \text{см}$$

Ордината епюри природного тиску „ G_{zq} ”:

- на рівні підоснови фундаменту:

$$G_{zq}^{\text{під}} = d_1 \cdot \gamma_2 = 1,2 \cdot 1,78 = 2,14 \quad \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 0,0214 \quad \text{МПа}$$

- на межі рівня ґрунтових вод:

$$G_{zq}^{\text{рґв}} = G_{zq}^{\text{під}} + \gamma_{s2} \cdot (h_w - d_1) = 2,14 + 1,78 \cdot (2,0 - 1,2) = 3,56 \quad \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 0,0356 \quad \text{МПа}$$

- на рівні другого шару:

$$G_{zq}^2 = G_{zq}^{\text{рґв}} + \gamma_{sw1} \cdot (h_2 - h_w) = 3,56 + 0,93 \cdot (4,0 - 2,0) = 5,42 \quad \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 0,0542 \quad \text{МПа}$$

- на рівні третього шару:

$$G_{zq}^3 = G_{zq}^2 + \gamma_{sw3} \cdot h_3 = 5,42 + 0,92 \cdot 1,6 = 6,89 \quad \frac{T}{M^2} = 0,0689 \text{ МПа}$$

- на рівні четвертого шару:

$$G_{zq}^4 = G_{zq}^3 + \gamma_{sw4} \cdot h_4 = 6,89 + 0,94 \cdot 5,7 = 12,25 \quad \frac{T}{M^2} = 0,1225 \text{ МПа}$$

Величина додаткового тиску на рівні підшви фундаменту під зовнішню стіну:

$$G_{ef} = G_{zp}^{під} - G_{zq}^{під} = 13,83 - 2,14 = 11,69 \quad \frac{T}{M^2} = 0,1169 \text{ МПа}$$

де $G_{zp}^{під} = G_{cp}$ – середній тиск під підшвою фундаменту.

Величина додаткового тиску на рівні підшви фундаменту під внутрішню стіну:

$$G_{ef} = G_{zp}^{під} - G_{zq}^{під} = 15,0 - 2,14 = 12,86 \quad \frac{T}{M^2} = 0,1286 \text{ МПа}$$

Шар ґрунту під підшвою фундаменту ділимо на елементарні шари :
під зовнішню стіну:

$$z_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м}$$

під внутрішню стіну:

$$z_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м}$$

Додатковий тиск на межі шарів розраховується за формулою:

$$G_{zpi} = G_{ef} \cdot \alpha$$

де α – коефіцієнт зміни з глибиною додаткового тиску в ґрунті, визначається за таблицею Д.1. ДБН В.2.1-10-2009.

Нижня межа стиснутої товщі знаходиться на глибині z , де виконується умова: $G_{zp} = 0,2 \cdot G_{zq}$

Осад фундаменту визначаємо методом пошарового підсумовування як суму осад елементарних шарів ґрунту в межах стиснутої товщі за формулою:

$$S = \sum S_i = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{z_i \cdot G_{zpi}}{E_{oi}}$$

де G_{zpi} – середній тиск в елементарному шарі;

β – коефіцієнт, приймаємо рівним 0,8.

2.2. Розрахунок та конструювання багатопустотної плити перекриття

Необхідно розрахувати та сконструювати збірну залізобетонну конструкцію міжповерхового перекриття будівлі. [1,5,16,17,29]

Вихідні данні :

Довжина плити – 3600 мм.

Ширина плити – 1500 мм.

Висота плити – 220 мм.

Тип підлоги – №4.

Тип приміщення над плитою перекриття – кабінет-бібліотека.

Клас бетону С15 – важкий з тепловою обробкою при атмосферному тиску.

Клас арматури – А300С, А240С, В500С.

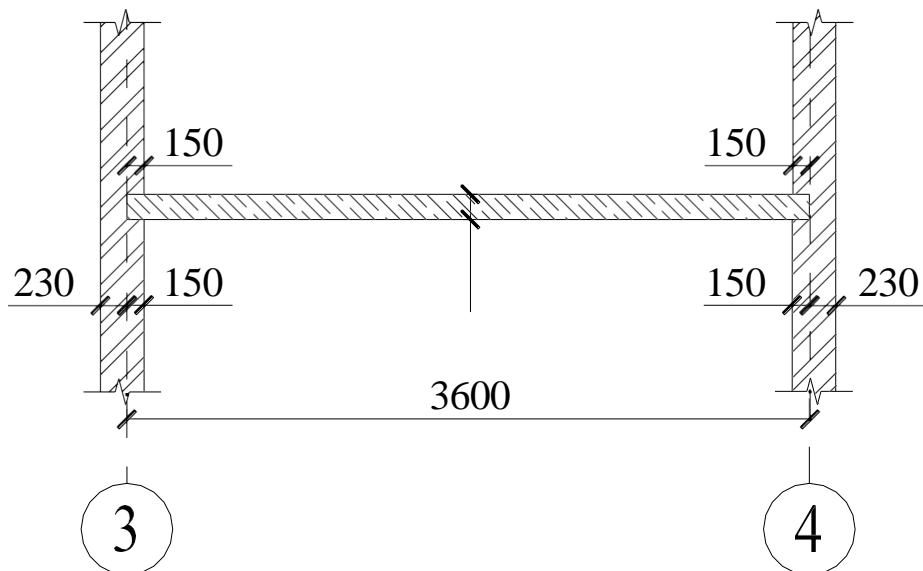


Рис. 2.2. Геометричні характеристики плити

2.2.1. Збір навантажень та визначення зусиль

Таблиця 2.2

Збір постійного навантаження від власної ваги плит перекриття та шарів конструкції підлоги

№	Склад навантажень і розрахунок їх характеристикних значень	Експлуатаційне розрахункове навантаження, що дорівнює характеристичному (нормативному)	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_m	Граничне розрахункове навантаження g_m , кПа

1.	Лінолеум на прошарку із клейової мастики 3 мм, $\gamma = 14 \text{ кН/м}^3$	0,042	1,3	0,055
2.	Цементно-піщана стяжка 20 мм, $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$	0,36	1,3	0,468
3.	Керамзитобетон 57 мм, $\gamma = 8 \text{ кН/м}^3$	0,456	1,3	0,593
4.	Круглопустотна плита перекриття	3,0	1,1	3,30
	Разом	$g_e = 3,858$	–	$g_m = 4,416$

Визначаємо граничне розрахункове значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження на плиту перекриття: [1,5,16,17,29]

$$P_m = \gamma_{fm} \cdot P_o = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ кПа}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням для рівномірно розподілених навантажень;

P_o – характеристичне значення рівномірно розподілених навантажень.

Експлуатаційне розрахункове значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження на плиту перекриття:

$$P_e = P_o = 2,5 \text{ кПа}$$

Квазіпостійне розрахункове значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження на плиту перекриття:

$$P_p = 1,2 \text{ кПа}$$

Від експлуатаційного розрахункового постійного навантаження і квазіпостійного розрахункового рівномірно розподіленого тимчасового навантаження:

$$M_{el} = \frac{q_{el} \cdot l_o^2}{8} = \frac{7,21 \cdot 3,45^2}{8} = 10,73 \text{ кНм}$$

2.2.2. Вибір розмірів перерізу плити [1,5,16,17,29]

Попередню висоту перерізу плити визначаємо виходячи з наступних умов:

$$h = \frac{1}{30} \cdot l_o = \frac{1}{30} \cdot 3,45 = 0,115 \text{ м}$$

Умова виконується.

Проектуємо плиту семі пустотною. Для розрахунку поперечний переріз пустотної плити приводимо до еквівалентного двотаврового перерізу.

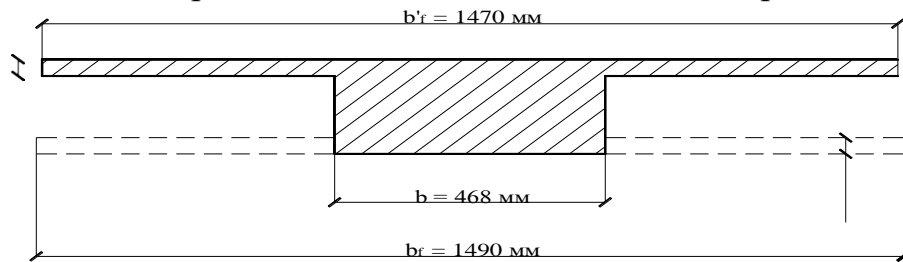


Рис. 2.3 Приведений переріз плити перекриття

Визначаємо робочу висоту перерізу плити:

$$d = h - a = 0,22 - 0,02 = 0,2 \text{ м}$$

де a – захисний шар бетону.

Визначаємо ширину плити поверху:

$$b'_f = b_{\text{плити}} - 0,03 = 1,5 - 0,03 = 1,47 \text{ м}$$

Визначаємо ширину плити понизу:

$$b_f = b_{\text{плити}} - 0,01 = 1,5 - 0,01 = 1,49 \text{ м}$$

Визначаємо розрахункову товщину полиці:

$$h'_f = h_f = 0,5 \cdot (h - 0,9 \cdot d_{\text{пус}}) = 0,5 \cdot (0,22 - 0,9 \cdot 0,16) = 0,038 \text{ м}$$

де $d_{\text{пус}}$ – діаметр колового отвору пустоти.

Визначаємо приведену товщину ребер:

$$b = b'_f - 0,9 \cdot d_{\text{пус}} \cdot n = 1,47 - 0,9 \cdot 0,16 \cdot 7 = 0,468 \text{ м}$$

де n – кількість пустот в плиті.

2.2.3. Характеристика міцності бетону та арматури

Найменування матеріалу	Клас матеріалу	Розрахунковий опір, МПа			Нормативний опір розтягу, МПа	Коефіцієнт умов роботи	Початковий модуль пружності, МПа
		стиск	розтяг				
			поперек	подовж			
Бетон	C15	8,5	–	0,75	11,0	0,9	$20,5 \cdot 10^3$
Арматура	A300C	270	215	270	300	1	$21 \cdot 10^4$
	A240C	215	170	215	240	1	$21 \cdot 10^4$
	B500C	360	300	415	500	1	$19 \cdot 10^4$

2.2.4. Розрахунок міцності плити по перерізу нормальному до повздовжньої осі [1,5,16,17,29]

Визначаємо згинальний момент, який може сприйняти полиця, якщо нейтральна вісь проходить в полиці:

$$M \leq f_{cd} \cdot \gamma_c \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (d - 0,5 \cdot h'_f)$$

$$15,73 \text{ кНм} < 8500 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,038 \cdot (0,2 - 0,5 \cdot 0,038) = 77,35 \text{ кНм}$$

Умова виконується, тобто, нейтральна вісь проходить в полиці.

В подальшому розрахунок ведемо як для прямокутного перерізу з розмірами b'_f та d .

Визначаємо коефіцієнт A_o з формули:

$$M = A_o \cdot f_{cd} \cdot \gamma_c \cdot b'_f \cdot d^2$$

$$A_o = \frac{M}{f_{cd} \cdot \gamma_c \cdot b'_f \cdot d^2} = \frac{15,73}{8500 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,2^2} = 0,035$$

По значенню коефіцієнту A_o знаходимо по таблиці значення коефіцієнтів $\eta = 0,982$ та $\xi = 0,037$.

Визначаємо висоту стиснутої зони:

$$x = \xi \cdot d = 0,037 \cdot 20 = 0,74 \text{ см} < h'_f = 3,8 \text{ см}$$

Нейтральна вісь проходить в межах стиснутої полиці, отже площу перерізу робочої арматури визначаємо за формулою:

$$A_s = \frac{M}{d \cdot f_{yd} \cdot \eta} = \frac{15,73}{0,2 \cdot 270000 \cdot 0,982} = 2,97 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Приймаємо повздовжню арматуру: $2\text{Ø}16 \text{ мм}$ $A_s = 4,02 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$.

Приймаємо сітку з проволони класу B500C діаметром 4 і 5 мм.

2.2.5. Розрахунок за міцністю похилих перерізів [1,5,16,17,29]

Перевіряємо умову необхідності встановлення поперечної сили:

$$V \leq V_c + V_{sinc} + V_{wd}$$

де V_c – поперечна сила, яка сприймається бетоном;

V_{sinc} – поперечна сила, яка сприймається відгибами, $V_{\text{sinc}} = 0$;

V_{wd} – поперечна сила, яка сприймається хомутами.

Визначаємо поперечну силу, яка сприймається бетоном:

$$V_c = \frac{\phi_{c2} \cdot (1 + \phi_f + \phi_n) \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_c \cdot b \cdot d^2}{c} = \frac{2 \cdot 1,278 \cdot 750 \cdot 0,9 \cdot 0,468 \cdot 0,2^2}{0,4} = 80,74 \text{ кН}$$

де ϕ_{c2} – коефіцієнт, який залежить від виду бетону, для важкого бетону – 2;

ϕ_f – коефіцієнт, який враховує вплив звису стиснутої полиці:

$$\phi_f = (n + 1) \cdot \frac{0,75 \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot d} = (7 + 1) \cdot \frac{0,75 \cdot (0,582 - 0,468) \cdot 0,038}{0,468 \cdot 0,2} = 0,278 < 0,5$$

n – кількість пустот;

b'_f – ширина поверху, приймається в залежності від умови:

$$b'_f \leq b + 3 \cdot h'_f$$

$$1,47 \text{ м} > 0,468 + 3 \cdot 0,038 = 0,582 \text{ м}$$

Умова не виконується, в розрахунку приймаємо ширину поверху 0,582 м.

b – розмір ребра;

ϕ_n – коефіцієнт, який враховує умову обтиску, $\phi_n = 0$;

f_{ctd} – розрахунковий опір бетону розтягу;

c – довжина проекції похилого перерізу на повздовжню вісь:

$$c = \frac{\phi_{c2} \cdot (1 + \phi_f + \phi_n) \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_c \cdot b \cdot d^2}{0,5 \cdot V} = \frac{2 \cdot 1,278 \cdot 750 \cdot 0,9 \cdot 0,468 \cdot 0,2^2}{0,5 \cdot 18,23} = 3,54 \text{ м}$$

Перевіряємо умову:

$$c \leq 2 \cdot d$$

$$c = 3,54 \text{ м} > 2 \cdot 0,2 = 0,4 \text{ м}$$

Тому що умова не виконується, приймаємо $c = 0,4$ м.

Поперечна сила, яка сприймається бетоном значно більше поперечної сили від заданого навантаження на плиту, отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна. Встановлюємо арматуру з конструктивних міркувань. На при опорних ділянках довжиною $\frac{1}{4} L$ приймаємо арматуру класу А240С діаметром 6 мм кроком 100 мм, в середній частині прольоту встановлюємо арматуру з кроком 165 мм.

Значення прогину від дії постійного та тривалого тимчасового навантаження:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{2 \cdot 10^{-3}}{0,85 \cdot 20 \cdot 5 \cdot 10^6 \cdot 1,094 \cdot 10^{-3}} = 1,13 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$$

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot 3,45^2 \cdot 1,13 \cdot 10^{-3} = 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

Визначаємо повний прогин плити:

$$f_{\text{tot}} = 1,8 \cdot 10^{-4} + 1,4 \cdot 10^{-3} = 1,58 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

Перевіряємо умову: $f_{\text{tot}} \leq f_{\text{lim}}$

$$f_{\text{tot}} = 1,58 \cdot 10^{-3} \text{ м} < f_{\text{lim}} = 1,8 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

Умова виконується.

Прийнятий переріз плити та армування задовільняють вимогам розрахунків за першою та другою групами граничних станів.

2.2.6. Розрахунок плити на монтажні навантаження [1,5,16,17,29]

Визначаємо розрахункове навантаження від власної ваги:

$$q_{\text{ВВ}} = K_d \cdot \gamma_f \cdot g \cdot b'_f = 1,4 \cdot 1,1 \cdot 3 \cdot 1,47 = 6,79 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

де g – власна вага плити;

b'_f – конструктивна ширина плити;

K_d – коефіцієнт динамічності, $K_d = 1,4$.

При підйомі плити її вага може бути передана на дві петлі.

Визначаємо зусилля на одну петлю:

$$N = \frac{q_{\text{ВВ}} \cdot l_0}{2} = \frac{6,79 \cdot 3,45}{2} = 11,71 \text{ кН}$$

Визначаємо площу перерізу арматури петлі:

$$A_s = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{11,71}{215 \cdot 10^3} = 0,54 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Приймаємо стрижні арматури: А240С Ø12 мм $A_s = 1,131 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$.

РОЗДІЛ 3 ОРГАНІЗАЦІЯ ТА ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Технологія будівельних робіт

[10, 11,14,15,31,37]

Земляні роботи

Земляні роботи виконуємо за допомогою механічного способу розробки ґрунтів. Зрізку рослинного покриття ґрунту робимо за допомогою бульдозера ДЗ-19 на потужністю 59 кВт (80 к.с.). Вертикальне планування майданчика виконуємо за допомогою того ж бульдозера. Розробку ґрунту у котловані і траншеї виконуємо за допомогою одноківшевого екскаватора Е-304Б, обладнаного зворотною лопатою місткістю ковша 0,5 м³.Зворотне засипання виконуємо бульдозером та вручну. Ущільнюємо ґрунт ручними пневматичними трамбівками. Ґрунт завантажується у автосамоскид ЗІЛ-130 та вивозиться .

Фундамент

Фундамент запроектований монолітний, стрічковий. Стіни виконуються з фундаментних блоків. Вертикальна гідроізоляція виконується обмазкою бітумною мастикою в один шар товщиною 2 мм. Горизонтальна гідроізоляція виконується ізолом на мастиці бітуміноль.

Кладка стін

Зовнішні та внутрішні стіни виконуються суцільною кладкою з глиняної цегли та із зовнішнім утепленням пінопластом товщиною 60 мм. Зовнішні несучі стіни мають товщину 510 мм. Внутрішні несучі стіни з цегли мають товщину 380 мм. Перегородки з глиняної цегли товщина яких 120 мм.

Будівельно-монтажні роботи

Обираємо метод монтажу за допомогою крану, з врахуванням: розміру будівлі, ваги та її конструктивної схеми. Обираємо роздільний спосіб монтажу конструкцій і застосовуємо таку послідовність: зведення несучих стін, монтаж плит перекриття. Монтажні роботи виконуються за допомогою крану.

В проекті прийняті багатопустотні плити перекриття. Плити закріплюють між собою анкерами з м'якого дроту і замоноличують стики між ними.

Покрівельні роботи

Покрівля двоскатна виконується з листів бітумної черепиці. Листи укладаються на дерев'яну кроквяну систему. Утеплення виконується за допомогою мінераловатних плит «Ursa» товщиною 150 мм.

Зовнішнє оздоблення

Цоколь оздоблюється полірованими фасонними гранітними каменями. Фасад штукатуриться з використанням будівельних сумішей «Ceresit» по армованій сітці з подальшим фарбуванням полівінілацетатними фарбами.

Внутрішнє оздоблення

Внутрішні стіни штукатурять за допомогою будівельних сумішей за влаштованими гіпсокартонними плитами з наступним оклеюванням шпалерами чи фарбуванням водоемульсійними фарбами (відповідно до призначення приміщення). В санітарно-побутових приміщеннях виконується облицювання стін керамічними глазурованими плитами. Вікна та двері виконуються у металопластиковому профілі. Підлога в приміщеннях виконується лінолеуму, в побутових і санітарно-технічних приміщеннях – з керамічної плитки.

3.2. Визначення кількості працюючих

Працевтрати загально-будівельних робіт

Таблиця 3.1.

[34,35,36]

№ з/п	Назва робіт	Один. виміру	Значення працевитрат
1.	Земляні роботи	чол.- змін	4,12
2.	Фундаменти	чол.- змін	77,5
3.	Стіни (зовнішні, внутрішні, перегородки)	чол.- змін	249,87
4.	Перекриття	чол.- змін	22,12
5.	Сходи	чол.- змін	31,13
6.	Заповнення отворів (вікна, двері)	чол.- змін	20,50
7.	Покрівля	чол.- змін	68,87
8.	Оздоблення зовнішнє	чол.- змін	300,25
9.	Опорядження внутрішнє	чол.- змін	231,12
10.	Підлога	чол.- змін	83,00
	Разом	чол.- змін	1088,50

Загально-будівельні роботи складають: $T_p = 1088,50$ чол.-змін (70%)

Загальна сума витрат : $T_p = \frac{1088,50 \cdot 100}{70} = 1555$ чол.- змін

Згідно вимог ДСТУ Б А 3.2-22:2013 нормативна тривалість

будівництва : $t_{\text{дн}} = 6$ місяців

При однозмінній роботі середня кількість робітників дорівнює:

$$O = \frac{T_p}{t_{\text{дн}}} = \frac{1555}{132} = 12 \text{ чол.}$$

Загальну численність працюючих визначається за формулою:

$$N = O + H + I + B$$

де O – робочі основного виробництва:

$$O = 12 \text{ чол.}$$

H – робочі неосновного виробництва:

$$H = 20\%O = 0,2 \cdot 12 = 2,4 \sim 3 \text{ чол.}$$

I – інженерно-технічні робітники:

$$I = 16\%(O + H) = 0,16(12 + 3) = 3 \text{ чол.}$$

B – допоміжний персонал:

$$B = 1\%(O + H + I) = 0,01(12 + 3 + 3) = 1 \text{ чол.}$$

$$N = 12 + 3 + 3 + 1 = 19 \text{ чоловік}$$

Площа тимчасових споруд розраховується за формулою:

$$F = N \cdot n$$

де N – кількість працюючих для даного приміщення;

n – норма площі на 1 працюючого, м^2 (відповідно ДБН А.3.1-5-96

приймаємо нормативні показники для визначення площі).

Таблиця 3.2.

Розрахунок площі тимчасових будівель і споруд

№ з/п	Найменування приміщень	К-сть	Прийнята площа, м^2	Прийняті розміри	Характеристика приміщень
1.	Прохідна	1	6	2 x 3	збірно-розбірне
2.	Контора	1	15	3 x 5	збірно-розбірне

3.	Гардеробна з умивальником	1	18	6 x 3	збірно-розбірне
4.	Приміщення для прийому їжі	1			
5.	Приміщенням для обігріву та сушіння одягу	1			
6.	Душові	1	9	3 x 3	збірно-розбірне
7.	Туалет	2	1,5	1 x 1,5	дерев'яне
8.	Закритий склад	1	16	4 x 4	збірно-розбірне

3.3. Розрахунок потреби у воді для виконання будівельно-монтажних робіт

Витрати води згідно ПОБ визначають по показнику на 1 млн. грн. кошторисної вартості БМР: [7]

$$Q = C \times S \times k$$

де C – об'єм БМР за проектом;

S – норма витрати води на 1 млн. грн. кошторисної вартості БМР;

K – коефіцієнт зміни кошторисної вартості, приймають в залежності від району будівництва .

$$Q = 3,084354 \times 0,2 \times 0,98 = 0,60 \text{ л/с}$$

Загальні витрати кількості води на будівельний майданчик:

$$Q_{\text{заг}} = Q + Q_{\text{пож}} = 0,6 + 5 = 5,6 \text{ л/с}$$

де $Q_{\text{пож}} = 5 \text{ л/с}$ – витрати води на пожежогасіння в період будівництва (при роботі одного пожежного гідранта).

Діаметр тимчасового водопроводу розраховують за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{заг}}}{\pi \cdot V \cdot 1000}}, \text{ м}$$

де V – швидкість руху води по трубах ($V = 0,8-1,2 \text{ м/с}$)

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,6}{3,14 \cdot 1 \cdot 800}} = 0,09 \text{ мм}$$

Приймаємо діаметр водопроводу 125 мм. Проектуємо сталеві труби $\varnothing 100$ мм для протипожежного водопроводу та труби $\varnothing 25$ мм для виробничо-побутового призначення.

3.4. Розрахунок потреб електроенергії

На будмайданчику електроенергію витрачають для внутрішнього і зовнішнього освітлення, як майданчика, робочих місць та приміщень, так і живлення устаткування, агрегатів машин, а також на потреби технологічного та виробничого характеру. [10]

Визначаємо необхідну кількість електроенергії за формулою:

$$P = p \cdot C \cdot K$$

де P – витрати електроенергії на 1 млн. грн. кошторисної вартості БМР (кВт).

C – об'єм БМР (млн. грн).

K – зміна кошторисної вартості, залежно від району будівництва .

$$P = 20 \cdot 3,084354 \cdot 1,00 = 61,68 \text{ кВт}$$

Вибираємо трансформаторну підстанцію КТП потужністю 64 кВа напругою 10/0,4кВ.

3.5. Розрахунок площ тимчасових складів

Запас матеріалів на складах створюють для безперервної роботи виконання БМР. Визначення запасу матеріалів для зберігання на складі розраховуємо за формулою:

$$Q_{\text{скл}} = \frac{Q_{\text{заг}}}{T} \cdot n \cdot K_1 \cdot K_2$$

де $Q_{\text{заг}}$ – кількість матеріалів для виконання загального об'єму БМР ;

T – термін будівництва для необхідного виду матеріалів;

n – запас матеріалів на складі в днях ;

K_1 – коефіцієнт нерівномірності завезення будматеріалів;

K_2 – коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів .

Площу складу визначаємо за формулою:

$$S = \frac{Q_{\text{заг}}}{q \cdot K_{\text{ск}}} \text{ м}^2$$

де q – норма складування будматеріалів на 1м² складу;

$K_{ск}$ – коефіцієнт використання площі складу.

Таблиця 3.3.

Розрахунок площі складів

Назва матеріалів і конструкцій	$Q_{заг}$	T , дні	n	K_1 ; K_2	$Q_{скл}$	q	$K_{скл}$	$S_{розр.}$, м ²	Розмір в плані
1. Цегла	69,84 тис. шт.	30	5	1,1 1,3	116,64	0,75	0,5	44,38	4 (3 x 4)
2. Плити перекриття	30,4 м ³	5	5	1,1 1,3	42,49	2	0,5	42,49	4 (3 x 4)
3. Ліс	4,34 м ³	5	5	1,1 1,3	6,2	1,8	0,5	7,0	1 x 7

3.6. Вибір монтажного крану

Підбір монтажного крану проводимо на плиту покриття, яка найбільш віддалена від місця стоянки. Необхідно виконати вимоги: [8]

$$Q_{кр} \leq Q_{кр} \quad (\text{при відповідних } H_{кр} \text{ та } l_{в});$$

$$H_{кр} \leq H_{кр} \quad (\text{при відповідних } Q_{кр} \text{ та } l_{в});$$

$$l_{втр} \leq l_{в} \quad (\text{при відповідних } H_{кр} \text{ и } Q_{кр});$$

Висота підйому крюка крану:

$$H_{кр} = H_{м} + h_{э} + h_{м.г.} + h_{стр}, \text{ м}$$

де $H_{м}$ – висота монтажної горизонту, $H_{м} = 0,9 + 6,1 = 7,0$ м;

$h_{э}$ – висота елемента, що монтуємо, м;

$h_{м.г.}$ – висота вантажних пристроїв, м; $h_{стр}$ – монтажний запас м. $H_{кр} = 7,0 + 0,22 + 3 +$

$$1 = 11,22 \text{ м}$$

Необхідна вантажність крану:

$$Q_{кр} = Q_{е} + q_{в.п.} + q_{к.п.}, \text{ Т}$$

де $Q_{е}$ – максимальна маса монтуемого елемента, т $Q_{е} = 2,80$

т; $q_{в.п.}$ – маса вантажних пристроїв, т;

$q_{к.п.}$ – маса конструкцій підсилення, т.

$$Q_{кр} = 1,7 + 0,1 = 1,8 \text{ Т}$$

Мінімальна відстань від осі стріли в т. "О" до т. "Ш":

$$h_0 = H_{м} - h_{м} + O_2, \text{ м}$$

де h_m – відстань по вертикалі від рівня стоянки крану до т. «Ш»

O_2 – вертикальна проекція т. «О» (1-1,5 м)

$$h_0 = 7,0 - 1 + 1 = 7,0 \text{ м}$$

Відстань по горизонталі від т. «О» до центру монтуємої конструкції:

$$l_0 = l_k/2 + f + O_1, \text{ м}$$

де l_k – розмір по горизонталі монтуємої конструкції в напрямку положення стріли крану, м;

f – відстань по горизонталі від рівня монтуємої конструкції до зовнішньої грані змонтованої раніше, м;

O_1 – горизонтальна проекція т. «О» (1-1,5 м);

$$l_0 = 3,6 + 0,25 + 1,0 = 4,85 \text{ м}$$

Оптимальний кут нахилу стріли крану:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sqrt{h_0}}{\sqrt{l_0}} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sqrt{7,0}}{\sqrt{4,85}} = 1,13; \quad \alpha = 48^\circ$$

Довжина стріли:

$$L = \frac{h_0}{\sin \alpha} + \frac{l_0}{\cos \alpha}, \text{ м}$$
$$L = \frac{7,0}{\sin 48^\circ} + \frac{4,85}{\cos 48^\circ} = \frac{7,0}{0,7431} + \frac{4,85}{0,6691} = 9,4 + 7,2 = 16,6 \text{ м}$$

Виліт стріли:

$$l_{втр} = L \cos \alpha + l_m, \text{ м} ;$$

де l_m – відстань від т. «Ш» до вісі обертуну поворотної платформи крану (1-1,5 м).

$$l_{втр} = 16,6 \cos 48^\circ + 1,5 = 11,1 + 1,5 = 12,6 \text{ м}$$

Перевищення верхнього кінця стріли т. «Г» над т. «О»:

$$h_\Gamma = l_0 \cdot \operatorname{tg} \alpha, \text{ м} \quad h_\Gamma = 4,85 \cdot 1,13 = 5,5 \text{ м}$$

Висота монтажного горизонту до т. «Г»:

$$h_{ГМ} = O_2 + h_3 + h_{м.г.} + h_{п,м};$$

де $h_{п}$ – довжина поліспасти, м;

$$h_{ГМ} = 1,5 + 0,22 + 3 + 1,5 = 6,22 \text{ м}$$

Кут повороту стріли крану при монтажі віддалених плит покриття:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{y}{l_c} \qquad \operatorname{tg} \varphi = \frac{3,0}{11,1} = 0,27 \qquad \varphi = 15^\circ$$

Проекція стріли на горизонталь:

$$l'_c = \frac{l_c}{\cos \varphi}, \text{ м} \qquad l'_c = \frac{11,1}{\cos 15^\circ} = \frac{11,1}{0,9659} = 11,5 \text{ м}$$

Кут нахилу стріли крану при повороті на φ° :

$$\operatorname{tg} \alpha \varphi = \frac{(h_0 + h_r)}{l'_c} \qquad \operatorname{tg} \alpha \varphi = \frac{(7,0 + 5,5)}{11,5} = 1,08 \qquad \alpha \varphi = 47^\circ$$

Довжина стріли:

$$L_{\text{стр.}} = \frac{l'_c}{\cos \alpha \varphi} \qquad L_{\text{стр.}} = \frac{11,5}{\cos 47^\circ} = \frac{11,5}{0,6820} = 16,8 \text{ м}$$

Основні параметри для підбору крана:

$$H_{\text{крп}} = 11,22 \text{ м} \qquad l_{\text{втр}} = 12,6 \text{ м}$$

$$Q_{\text{крпmax}} = 1,8 \text{ т} \qquad L_{\text{стр.}} = 16,8 \text{ м}$$

Вибираємо кран автомобільний з довжиною стріли 18 м з технічними характеристиками:

$$Q_{\text{max}} = 4 \text{ т} \qquad Q_{\text{min}} = 0,4 \text{ т}$$

$$H_{\text{к max}} = 18 \text{ м} \qquad H_{\text{к min}} = 5,5 \text{ м}$$

$$l_{\text{в max}} = 17,0 \text{ м} \qquad l_{\text{в min}} = 3,0 \text{ м}$$

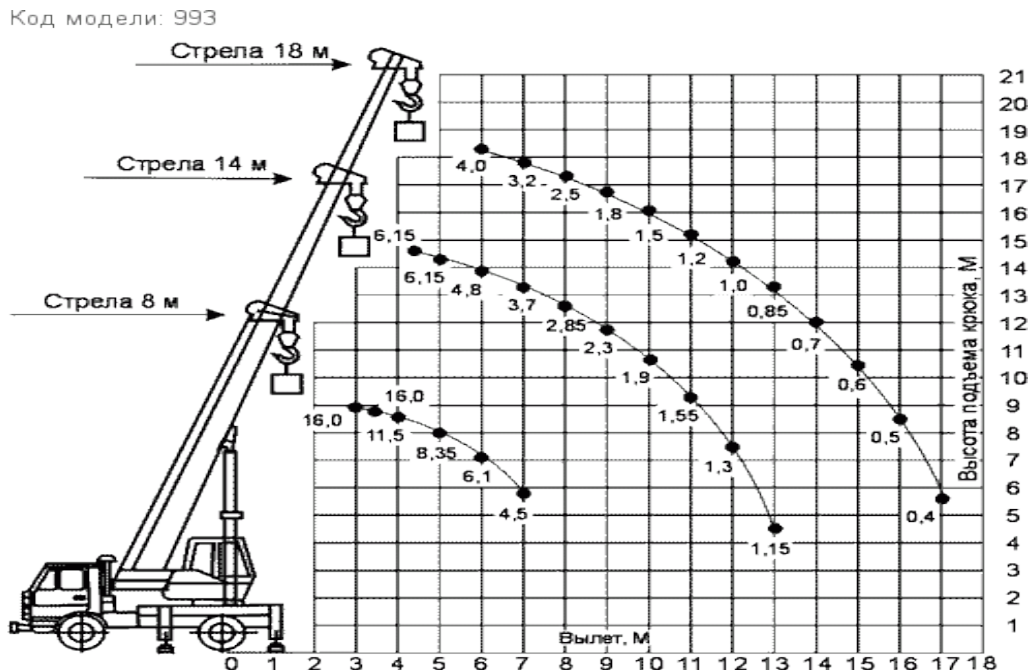


Рис. 3.1. Технічна характеристика крану

