

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ


Кафедра: Будівельних конструкцій


**РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**

ОС «МАГІСТР»

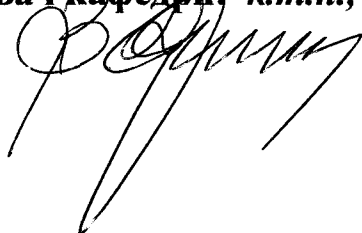
На тему: 9-поверхова житлова будівля в м. Суми

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

Виконав:  студент 2м курсу
Ракульцев Андрій Геннадійович

Керівник :  к.т.н.доц. Савченко Олександр Сергійович

Завідувач кафедри: к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович



СУМИ 2021

АНОТАЦІЯ

Тема дипломного проекту: 9-поверхова житлова будівля в м.Суми

Виконавець: Ракульцев Андрій Геннадійович
студент 2 курсу ОС "Магістр"

Керівник проекту: к.т.н. доцент Савченко О.С

Об'єм дипломного проекту: листів графічної частини, та пояснювальна записка в об'ємі 9 аркушів

Архітектурно-будівельний розділ: плани, фасади, розрізи, вузли та деталі конструктивного та планувального вирішення будівлі, ситуаційний план ділянки

Конструктивно-розрахунковий розділ: Розрахунок багатопустотної панелі перекриття. Розрахунок пальових фундаментів.

Технологічно-технологічний розділ: технологічна карта на влаштування цегляної кладки

ОГЛАВЛЕНИЕ

Вступ.....	6
Розділ 1. Архітектурно-будівельний.....	8
1.1. Ситуаційний план	8
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	9
1.3. Конструктивне рішення	12
1.4. Інженерно-технічне обладнання.....	17
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний.....	20
2.1. Розрахунок багатопустотної панелі перекриття	20
2.2. Розрахунок пальових фундаментів	27
2.3. Дослідницько-розрахунковий.....	39
Розділ 3. Технологія та організація будівництва	65
3.1. Умови будівельного виробництва.....	65
3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічної карти.	66
Література.....	91

										Лист
										5
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

фінансової кризи змінився контекст, у якому функціонували системи житлового господарства, і майбутнє є невизначеним (Stephens and Norris, 2011).

У минулому соціальний житловий фонд міг використовуватися для надання житла вразливим та незаможним групам населення більшості держав ЄЕК ООН. Проте внаслідок нинішньої кризи потреби у соціальному житлі не лише збільшилися, а й диверсифікувалися. У житлі потребують старі, молодь (особи, які вперше купують нерухомість), домогосподарства із середнім доходом, а також уразливі верстви населення та особливі групи. Поточні виклики є як реальними проблемами, так і можливостями провести повторну експертизу цього сектора, адаптуватися до нової динаміки ринку житла, а також реалізувати нові цілі, такі як підвищення енергоефективності та проектування житла з урахуванням побажань споживачів.

Дослідження ЄЕК ООН у сфері соціального житла та це резюме сприяють виведенню питань соціального житла на передній план на порядку денному у сфері житлового господарства у державах ЄЕК ООН. У дослідженні також представлені загальні керівні принципи для осіб, які розробляють політику, дії яких можуть впливати на те, за яких умов живуть люди. У дослідженні виявлено поточні тенденції та виклики, а також надано рекомендації щодо політики у сфері соціального житла на міжнародному рівні. У доповіді пропонується інформація для проведення подальшої дискусії, всебічного та орієнтованого на конкретні умови дослідження, спрямованого на нарощування будівництва соціального житла державою, місцевими органами влади, інвесторами, приватними забудовниками та НУО для збільшення ролі соціального житла як край важливий варіант житла.

										Лист
										7
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план

Для забудови, що проектується, прийнятий майданчик в м. Суми.

Благоустрій ділянки після закінчення будівництва включає вертикальне планування, штучне покриття майданчиків і проїздів, спорудження малих архітектурних форм і озеленення. Розташування житлового будинку по орієнтації забезпечує інсоляцію житлових приміщень у межах діючих нормативних вимог.

Згідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019, проектом передбачені майданчики і площадки:

- дитячі ігрові площадки;
- для відпочинку дорослих;
- для громадських цілей ;
- для стоянки автомобілів;
- для збору побутових відходів.

Розміри площадок прийняті згідно існуючих санітарних норм і розрахунків.

Розміри земельної ділянки прийняті з розрахунку 32м²/чол.

Дворовий проїзд шириною 3,5м - кільцевий з виїздом на вулицю. Профіль проїздів складається із проїзної частини й одnobічного тротуару шириною 1,5м. Ширина проїзної частини вулиці 5,5м, тротуару - 3м.

Площадка відпочинку для дорослих має покриття із тротуарної плитки. На площадці встановлені столи з лавами й тенісний стіл.

Дитячі майданчики розміщені в полі видимості вікон прилеглих будинків. Покриття площадок поліпшене ґрунтове. На площадках встановлені гойдалка, качалки, гірка, пісочниці, навіс і грибок, лави.

Площадки для чищення килимів і сушіння речей обладнані металевими рамами, а для сушіння білизни - стойками з гачками для мотузок і встановлені лави.

Переносні сміттєзбиральники встановлені на спеціальних площадках у виїздів.

										Лист
										8
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Навколо будівлі передбачені під'їзди та площадки для пожежних машин. Проїзди мають асфальто-бетонне покриття, а тротуари покриття з бетонних кольорових плиток. Також на ділянці на відстані 25 м від будинку розташовано пожежний гідрант, який підключений до міської мережі водопостачання.

Вибір ділянки для будівництва обґрунтовувався акустичними розрахунками, які враховували існуючі, та перспективні ситуації стосовно зовнішніх джерел акустичної енергії

Рельєф розроблювальної ділянки спокійний. Вертикальне планування території виконане з ув'язуванням до існуючого рельєфу, прилеглої території, з мінімальним обсягом земляних робіт. Відвід дощових і талих вод з ділянки передбачений шляхом планування території в лотки існуючих проїздів.

Проектом передбачено, для збереження й використання родючого шару ґрунту, перед початком будівництва зрізання верхнього рослинного ґрунту й складування його в глибині ділянки, з подальшим укладанням у верхній шар ділянок озеленення.

Благоустрій і озеленення центральної частини передбачається після завершення будівництва і передбачає: проїзди і тротуари з твердим покриттям; доріжки й площадки з покриттям із гранітних висівок; навколо будинків вимощення із бетону кл.С12/15.

Біля входів передбачається висадка декоративних чагарників.

Запроектвані насадження дерев і чагарників враховані в архітектурно-планувальних рішеннях. Асортимент дерев і чагарникових видів підібраний з урахуванням екологічних вимог і ґрунтово-кліматичних умов даного району.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

В дипломному проекті розроблено односекційну будівлю. Житловий будинок має в плані прямокутну форму з габаритами 26,03×24,25м.

Будівля виконана з несучих цегляних стін, з утепленням.

На вході передбачається пандус для інвалідних і дитячих колясок.

									Лист
									9
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

В плануванні всіх квартир використано принцип функціонального зонування приміщень - зручний зв'язок загальної кімнати з кухнею і холлом.

Всього квартир в будинку 72.

Природне освітлення мають кухні, житлові кімнати, також вони забезпечені провітрюванням через стулки вікон.

З усіх незадимлюваних сходових кліток влаштовані виходи на покриття будинку по сходових маршах через протипожежні двері. Відстань від вхідних дверей, до найближчого евакуаційного виходу не більше 12м.

Для вертикальних комунікацій передбачено ліфт пасажирський з вантажопідйомністю = 400кг. Машинне відділення ліфту розміщується на технічному поверсі. Площа майданчику входу у квартири – 23,1м². На майданчику знаходяться дві шафи ПК.

Таблиця 1.1. Експлікація приміщень 1-го поверху

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²
Квартира 2а		
1	Спальня	12.99
2	Кухня	10.91
3	Загальна кімната	19.14
4	Ванна кімната	3.88
5	Туалет	1.51
6	Коридор	9.09
Квартира 1а		
7	Загальна кімната	17.02
8	Кухня	9.21
9	Суміщений санвузол	3.9
10	Коридор	7.06
Квартира 1б		
11	Кухня	9.18
12	Суміщений санвузол	3.81
13	Загальна кімната	18.74
14	Коридор	7.82
Квартира 2в		
15	Спальня	13.71
16	Загальна кімната	17.7
17	Коридор	11.71
18	Туалет	1.5
19	Ванна кімната	3.96
20	Кухня	10.95

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²
Квартира 1б		
21	Загальна кімната	18.74
22	Кухня	9.18
23	Коридор	7.82
24	Суміщений санвузол	3.81
Квартира 1г		
25	Кухня	9.21
26	Загальна кімната	17.02
27	Коридор	7.43
28	Суміщений санвузол	3.9
Квартира 2б		
29	Спальня	15.51
30	Кухня	10.66
31	Загальна кімната	20.61
32	Туалет	1.71
33	Коридор	9.47
34	Ванна кімната	3.8
Приміщення загального призначення		
35	Приміщення консьержки	2.82
36	Санвузол	1.84
37	Електрощитова	4.97
38	Ліфтовий хол	32.24

Таблиця 1.2. Експлікація приміщень 2-го поверху

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²
Квартира 2а		
1	Спальня	12.99
2	Кухня	10.91
3	Загальна кімната	19.14
4	Ванна кімната	3.88
5	Туалет	1.51
6	Коридор	9.09
Квартира 1а		
7	Загальна кімната	17.02
8	Кухня	9.21
9	Суміщений санвузол	3.9
10	Коридор	7.06
Квартира 1 б		
11	Кухня	9.18
12	Суміщений санвузол	3.81
13	Коридор	7.82
14	Загальна кімната	18.74
Квартира 2б		
15	Спальня	13.71
16	Загальна кімната	17.7

Вікна в значній мірі визначають ступінь комфорту в будівлі та її архітектурно-художнє рішення. Вікна виконують із металопластикового профілю з склінням двокамерними склопакетами. Розміри металопластикових вікон підбираються по місцю у відповідності із розмірами прорізів.

Двері.

Розміри внутрішніх дверних прорізів прийняті по ГОСТ 6629-74*. Дверні прорізи прийняті по ГОСТ 6629-88, серії 1.136-10; ГОСТ 24698-81, серії 1.136.5-19; ГОСТ 6629-74*, серії 1.136-10

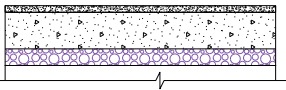
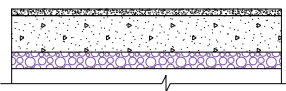
Підлоги.

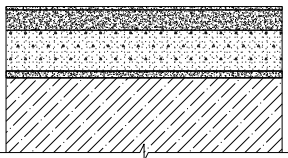
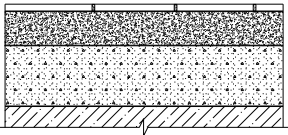

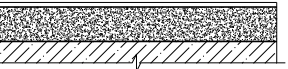
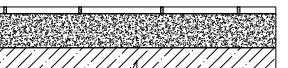

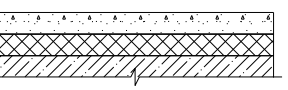
Тип підлог в будівлі прийнятий у відповідності із призначенням приміщення і ступеня агресивності середовища. В підземному паркінгу підлоги виконують по ґрунту з мозаїчним покриттям.

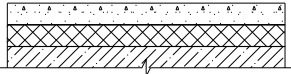
В житлових приміщеннях покриття із лінолеуму на мастиці.

В санвузлах, на сходовій клітці, в коридорах, тамбурах підлоги прийняті із керамічної плитки, яка укладається на цементно-піщаному розчині.

Таблиця 1.4. Експлікація підлог

№ за планом	Тип підлоги	Схема підлоги	Елементи підлоги і товщина	Площа підлоги, м ² /
Техпідпілля				
техпідпілля	1		Бетон кл. В 10 - 20 мм Підстиляючий шар - бетон кл. В 7.5 - 20-100 мм Шар щебню з поливанням бітумом - 50 мм Ґрунт основи	436.77
водомірний вузол насосна	2		Бетон кл. В 10 - 20 мм Підстиляючий шар - бетон кл. В 7.5 - 20-60 мм Шар щебню з поливанням бітумом - 50 мм Ґрунт основи	13.26
1-ий поверх				

житлові кімнати кухні коридори, вітальні приміщ. консьержа	3		Лінолеум на теплоізоляційній основі Мастика клейова Стяжка з цем.-піщаного р-ну, армована сіткою із проволочки D4 Вр-I , з чарункою 100×100мм Паробар'єр - 1 шару плівки поліетиленової Утеплювач - пінополістирол Вирівнююча стяжка З/бетонна плита перекриття	- 10 мм - 60 мм - 150 мкм - 120 мм - 20 мм - 220 мм	310.43
санвузли ванні кімнати санвузол консьержа	4		Плитка рифлена на цем.-піщ. розчині М200 Стяжка із цем.-піщаного р-ну, армована сіткою із проволочки D4 Вр-I , з чарункою 100x100мм Гідроізоляція - 1 шар рубероїду Утеплювач - пінополістерол З/бетонна плита перекриття	- 20 мм - 45 мм - 5 мм - 120 мм - 220 мм	33.44
сходова клітина тамбур коридор заг.кор. електрощитова	5		Плитка керамічна Клейова суміш Ceresit CM11	- 8 мм - 4...10 мм	84.69
Типовий поверх					
житлові кімнати кухні коридори вітальні	6		Лінолеум на теплоізолюючій основі Мастика клейова Стяжка із цем.-піщаного р-ну М150 Звукоізоляція - пінополістирол З/бетонна плита перекриття	- 5 мм - 25 мм - 50 мм - 220 мм	2925.7
ванні кімнати санвузли	7		Плитка рифлена на цем.-піщ. розчині М200 Стяжка із цем.-піщаного р-ну Гідроізоляція - 1 шар рубероїду Вирівнююча стяжка З/бетонна плита перекриття	- 20 мм - 30 мм - 5 мм - 5 мм - 220 мм	310.15
сходова клітина коридори заг.кор.	8		Плитка рифлена на цем.-піщ. розчині М200 Клейова суміш Ceresit CM11	- 20 мм - 4...10 мм	606.33
Технічний поверх					
технічний поверх	9		Стяжка из цем.-піщаного р-ну марки 100, армована сіткою з проволочки D4 ВрI, з чарункою 100x100 мм Утеплювач-пінополістирол , $\gamma=35\text{кг/м}^3$ Пароізоляція-плівка поліетиленова (200мкм) З/бетонна плита перекриття	- 40 мм - 50 мм - 0.2 мм - 220 мм	406.46

машинне прим. ліфта	10		Стяжка из цем.-піщаного р-ну марки 100, армована сіткою з проволочи D4 ВрI, з чарункою 100x100 мм Утеплювач-пінополістирол, $\gamma=35\text{кг/м}^3$ Пароізоляція-плівка поліетиленова (200мкм) З/бетонна плита перекриття	- 40 мм - 50 мм - 0.2 мм - 220 мм	24.4
---------------------	----	---	---	--	------

Внутрішнє опорядження:

Поверхні стін всередині будівлі оштукатурюються цементно-вапняним розчином з наступним шпаклюванням гіпсовими шпаклівками.

Стелі будівлі шпаклюються по бетону плит перекриття з наступним фарбуванням водоемульсійними фарбами білого кольору.

Таблиця 1.5. Відомість внутрішнього опорядження приміщень

№ п/п	Назва приміщення	Площа		Об'єм	
		площа, м ²	об'єм, м ³	площа, м ²	об'єм, м ³
1	Коридор 1-го поверху	1722,26	1722,26	3797,67	1718,07
2	Коридор 2-го поверху	682,76	682,76	2484,84	751,32
3	Коридор 3-го поверху	764,06	764,06	2190,93	764,06
4	Коридор 4-го поверху	341,75	341,75	1729,50	341,75
5	Коридор 5-го поверху	4,78	4,78	20,50	4,78
6	Коридор 6-го поверху	202,30	202,30	444,90	133,91
7	Коридор 7-го поверху	545,24	545,24	1026,20	552,33
8	Коридор 8-го поверху	23,52	23,52	75,43	24,40
9	Коридор 9-го поверху	2,68	2,68	12,00	2,74
10	Коридор 10-го поверху	1,84	1,84	12,70	1,84
11	Коридор 11-го поверху	13,26	13,26	31,00	13,26

Зовнішнє опорядження

Композиція фасаду будівлі заснована на використанні виражених вертикальних елементів з іншими елементами фасаду. Вертикальні акценти фронту досягнуті за допомогою виступаючих елементів кладки, які завершуються стрілоподібною формою, що виходить за рівень парапету.

Всі фасади будинку співзвучні головному фасаду. Перші два поверхи по всьому периметру виконано чергуванням виступаючих смуг і рядової кладки керамічною цеглою основного червоного кольору. Світлою силікатною цеглою виконано огорожу балконів і лоджій. Цоколь запроектовано виконати личкувальною цеглою темно-коричневого кольору. Металеві

вироби повинні бути пофарбовані темною фарбою. Дане рішення опорядження фасадів, в сукупності, надає будівлі легкості і неповторної привабливості.

1.4. Інженерні розрахунки

Теплотехнічні розрахунки огорожувальних конструкцій

Район будівництва м. Суми, у відповідності до ДБН В.2.6-31:2006 відноситься до I температурної зони.

Клімат району міста Суми помірно-континентальний, характеризується теплим літом і помірно холодною зимою з частими відлигами.

Середньорічна температура повітря: 6,8°C

Абсолютний мінімум: - 30°C

Абсолютний максимум: +28°C

Середня температура: найбільш холодної п'ятиденки: - 25°C

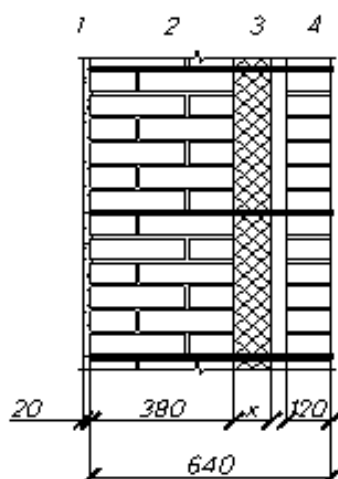
Середня температура опалювального періоду: - 1,4°C,

його середня тривалість – 187 днів.

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.

У відповідності до ДБН В.2.6-31:2006 мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни для I температурної зони складає

$$R_{q,\min} = 3.3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$



Вихідні дані: матеріал стін – шар кладки з кладка із керамічної цегли; шар утеплювача – мінеральна вата на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL; по внутрішній і зовнішній поверхні стіни – шар цементно-піщаного розчину.

Таблиця 1.6. Вихідні дані до теплотехнічного розрахунку.

№ п/п	Найменування матеріалу	γ_0 , кг/м ³	δ , м	λ , Вт/(м·°C)
1	Шар цементно-піщаного розчину	1800	0.02	0.93
2	Кладка із керамічної цегли.	1800	0,38	0,81
3	мінеральна вата на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL	90	x	0,042
4	Шар мінеральної штукатурки по сітці	1400	0,12	0,58

Розрахунок ведемо при відносній вологості усередині приміщення – нормальній, $\varphi = 55\%$, температура внутрішнього повітря $t_B = +21^\circ\text{C}$. Умови експлуатації конструкцій – Б.

Коефіцієнт внутрішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2006: $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$

Коефіцієнт зовнішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2006: $\alpha_H = 23 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$

Із формули визначення опору теплопередачі огорожувальної конструкції:

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

Знаходимо мінімально необхідну товщину утеплювача для утеплення зовнішньої стіни:

$$\begin{aligned} \delta_3 &\geq \lambda_3 \cdot \left(R_{q,\min} - \left(\frac{1}{\alpha_B} + \frac{1}{\alpha_H} \right) - \left(\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) \right) = \\ &= 0,042 \left(3,3 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} \right) - \left(\frac{0,02}{0,93} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,12}{0,58} \right) \right) = 0,1 \text{ м} \end{aligned}$$

Із каталогу мінеральна вата на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL приймаємо найближчу більшу товщину плит, яка складає 100 мм.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.

2.1. Розрахунок багатопустотної панелі перекриття

Багатопустотна панель перекриття виготовляється за поточно-агрегатною технологією з електротермічним натягом арматури на упори і тепловологісною обробкою. Бетон важкий класу С16/20. Розрахункові характеристики бетону $f_{cd} = 11,5$ МПа, $f_{ctm} = 1,9$ МПа, $f_{ctk0,05} = 1,3$ МПа, $f_{ctd} = 1,0$ МПа, , $E_{cm} = 27 \cdot 10^3$ МПа $\varphi(\infty, t) = 1,5$.

Поздовжня попередньо напружена арматура із сталі класу А600С ДСТУ 3760-98. Розрахункові характеристики арматури $f_{pk} = 630$ МПа, $f_{p0,1k} = 575$ МПа, $f_{pd} = 575/1,2 = 479$ МПа, $E_p = 190 \cdot 10^3$ МПа.

Коефіцієнт співвідношення модулів деформації $\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = 190 \cdot 10^3 / 27 \cdot 10^3 = 7$

Виконуємо збір навантажень на 1 м² панелі перекриття.

Таблиця 2.1. Збір навантажень на 1 м² перекриття

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, Па	Коефіцієнт перевантаження, γ_f	Розрахункове навантаження, Па
Постійне навантаження				
1	Лінолеум на мастиці	80	1,2	96
2	Стяжка із легкого бетону, клас В7,5, $\gamma_0=1000$ кг/м ³ , товщиною $\delta=50$ мм.	500	1,2	600
4	Пергамін	2	1,2	2,4
5	Звукоізоляція – сіопорбетон, $\gamma_0=400$ кг/м ³ , товщиною $\delta=40$ мм.	160	1,2	192
6	Особиста вага плити з швами замоноличування	3170	1,1	3487
	Всього постійне навантаження	3912		4377
Тимчасове навантаження				
	Тимчасове навантаження	1500	1,3	1950
	в тому числі			
	довготривале	1150	1,3	1495
	короткочасне	350	1,3	455
	Повне навантаження	5412		6327

Визначаємо навантаження на 1 м довжини панелі при ширині панелі 1,5 м:

розрахункове повне $q = 6327 \cdot 1,5 = 9490,5 \text{ Н/м}$

нормативне повне $q^n = 5412 \cdot 1,5 = 8118 \text{ Н/м}$

нормативне постійне $g^n = 3912 \cdot 1,5 = 5868 \text{ Н/м}$

нормативне тимчасове $p^n = 1500 \cdot 1,5 = 2250 \text{ Н/м}$

нормативне постійне і тимчасове довготривале

$$q_{\text{дл}}^n = (3912 + 1150) \cdot 1,5 = 7593 \text{ Н/м}$$

Розрахунковий проліт панелі при глибині обпирання $c = 13 \text{ см}$

$$l_0 = l - \frac{4}{3}c = 6,28 - \frac{4}{3} \cdot 0,13 = 6,1 \text{ м}$$

де l - довжина панелі перекриття.

Зусилля від розрахункових навантажень (Рис. 2.1)

згинальний момент $M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{9490,5 \cdot 6,1^2}{8} = 44145 \text{ Н} \cdot \text{м}$

поперечна сила $Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{9490,5 \cdot 6,1}{2} = 28948 \text{ Н}$

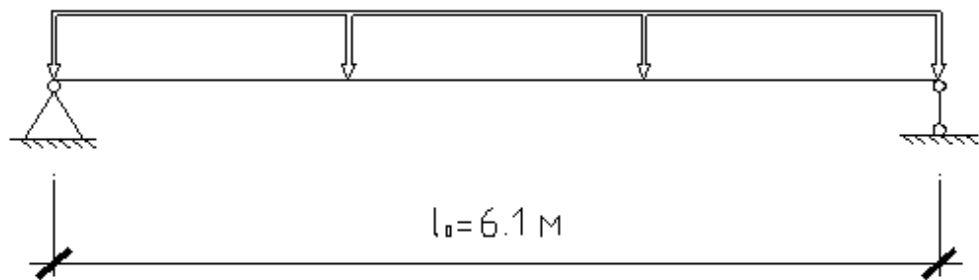


Рис. 2.1. Схема завантаження багатопустотної панелі перекриття

Зусилля від нормативних навантажень

від повного навантаження

$$M^n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{8118 \cdot 6,1^2}{8} = 37759 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$Q^n = \frac{q^n l_0}{2} = \frac{8118 \cdot 6,1}{2} = 24760 \text{ Н}$$

від постійного і довготривалого навантаження

$$M_{\text{дл}}^n = \frac{q_{\text{дл}}^n l_0^2}{8} = \frac{7593 \cdot 6,1^2}{8} = 35317 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Для розрахунку панелі приводимо її багатопустотний переріз до еквівалентного двотаврового (Рис. 2.2). Панель приймається з сьома пустотами діаметром 159 мм. Замінюємо площу круглих отворів еквівалентними прямокутними тієї самої площі і того самого моменту інерції. Визначаємо: $h_1 = 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143$ мм. Розрахункова ширина полки приймається рівною ширині панелі по верху $b_{eff} = 1480$ мм, приведена товщина ребра $b_w = 1480 - 7 \cdot 143 = 479$ мм, і товщиною полки $h_f = \frac{(h-h_1)}{2} = \frac{(220-143)}{2} = 38,5$ мм.

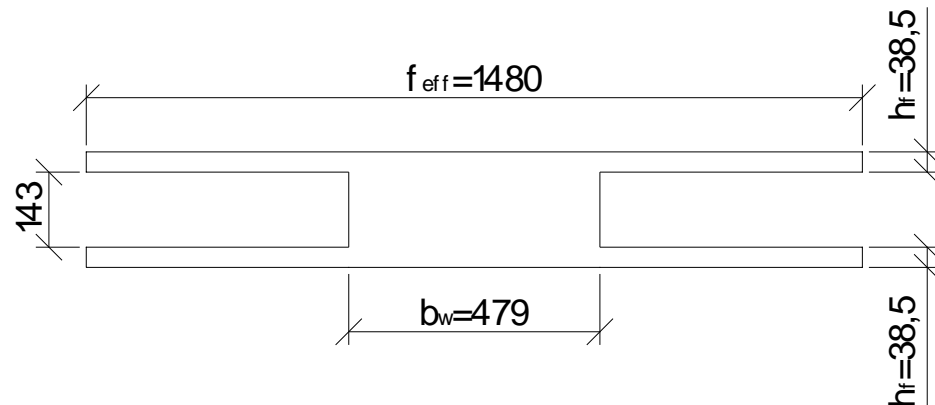


Рис. 2.2. Приведений переріз багатопустотної плити до двотаврового

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h_f (d - 0,5 h_f) = 1,15 \cdot 148 \cdot 3,85 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 3,85) \\ = 11516 \text{ кН} \cdot \text{см} = 115,16 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 44,145 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тобто нейтральна вісь проходить в полиці

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{4414,5}{1,15 \cdot 148 \cdot 19,5^2} = 0,0682$$

Із додатку 1 $\zeta = 0,9645$

Необхідна кількість арматури:

$$A_p = \frac{M}{\zeta \cdot f_{pd} \cdot d} = \frac{4414,5}{0,9645 \cdot 47,9 \cdot 19,5} = 4,89 \text{ см}^2$$

за сортаментом приймаємо 5Ø12 А600С ДСТУ 3760-98 з $A_s = 5,65 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності за перерізом, похилим до поздовжньої осі.

Максимальна поперечна сила на опорі $V_{max} = 28948 \text{ Н} = 28,9 \text{ кН}$

Розрахункова поперечна сила на відстані від грані опори $0,5h = 11 \text{ см}$

$$V_{Ed} = 28,44 \text{ кН}$$

						Лист
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата		22

З конструктивних вимог приймаємо поперечну арматуру 5 Ø 4 B500 ($A_{sw} = 0,68 \text{ см}^2$), крок хомутів $s \leq 0,75d = 14,6 \text{ см}$. Приймаємо $s = 100 \text{ мм}$.

Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} K^3 \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}] b_w \cdot d$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,1385$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{5,65}{47,9 \cdot 19,5} = 0,006$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,012 > 2, \text{ приймаємо } K = 2$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 2^3 \sqrt{100 \cdot 0,006 \cdot 20}] 479 \cdot 195 = 12750 \text{ Н} = 12,75 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \sqrt{f_{ck} \cdot K^3} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot \sqrt{20 \cdot 2^3} \cdot 479 \cdot 195 = 41352 \text{ Н} = 41,35 \text{ кН}$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 41,35 \text{ кН}$

Несуча здатність хомутів

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot ctg \theta$$

$$\text{де } z = 0,9d = 0,9 \cdot 19,5 = 17,55 \text{ см}$$

$$f_{ywd} = 300 \text{ МПа}$$

$$\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{28440}{479 \cdot 195} = 0,304$$

За графіком визначаємо $ctg \theta = 3,56$; $tg \theta = 0,28$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,5}{10} \cdot 17,55 \cdot 30 \cdot 3,56 = 93,72 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg \theta + tg \theta} = \frac{1 \cdot 47,9 \cdot 17,55 \cdot 0,6 \cdot 1,15}{3,56 + 0,28} = 151,0 \text{ кН}$$

Приймаємо $V_{Rd,s} = 93,72 \text{ кН}$

Сумарна несуча здатність

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 41,35 + 93,72 = 135,07 \text{ кН} > 28,44 \text{ кН}$$

Коефіцієнт поперечного армування

$$\rho = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} = \frac{0,5}{47,9 \cdot 19,5} = 0,000535 > \rho_{min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{15}}{500} = 0,00062$$

Геометричні параметри перерізу:

- Площа бетонного поперечного перерізу

$$A_c = 148 \cdot 22 - 7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 1866 \text{ см}^2$$

- Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої грані плити

$$S_c = A_c \cdot \frac{h}{2} = 1866 \cdot \frac{22}{2} = 20526 \text{ см}^3$$

- Момент інерції бетонного перерізу відносно нейтральної осі

$$I_c = \frac{148 \cdot 22^3}{12} - 7 \cdot 3,14 \cdot \frac{15,9^4}{64} = 109364 \text{ см}^4$$

- Сумарна мінімальна товщина усіх вертикальних перетинків

$$b_w = 148 - 15,9 \cdot 7 = 36,7 \text{ см}$$

Приведені характеристики перерізу:

$$A_{red} = 1866 + 7,04 \cdot 5,65 = 1906 \text{ см}^2$$

$$S_{red} = 20526 + 7,04 \cdot 5,65 \cdot 2,5 = 20625 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги $y = 20625 / 1906 = 10,8 \text{ см}$

$$I_{red} = 109364 + 1866 \cdot (11 - 10,8)^2 + 7,04 \cdot 5,65 (10,8 - 2,5)^2 = 112179 \text{ см}^4$$

$$W_{red} = I_{red} / y = 112179 / 10,8 = 10387 \text{ см}^3$$

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y) = 112179 / (22 - 10,8) = 10016 \text{ см}^3$$

$$W_{pl} = 1,5 \cdot 10387 = 15581 \text{ см}^3$$

$$r = W'_{red} / A_{red} = 10016 / 1906 = 5,25 \text{ см}$$

$$r' = W_{red} / A_{red} = 10387 / 1906 = 5,45 \text{ см}$$

Ексцентриситет сили попереднього напруження

$$e_{op} = 10,8 - 2,5 = 8,3 \text{ см}$$

Визначення втрат попереднього напруження

Приймаємо попереднє напруження $\sigma_p = 1100 \text{ МПа}$

Сумарна сила первинного напруження $P_l = \sigma_p \cdot A_p = 110 \cdot 5,65 = 621,5 \text{ кН}$

Миттєві втрати

- від релаксації

$$\Delta P_r = A_p \left(\frac{0,22\sigma_p}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_p = 5,65 \cdot \left(\frac{0,22 \cdot 110}{57,5} - 0,1 \right) \cdot 110 = 199,4 \text{ кН}$$

- від впливу температури

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c \Delta T = 0,5 \cdot 5,65 \cdot 19000 \cdot 0,000012 \cdot 65 = 36,2 \text{ кН}$$

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

$$\Delta P_{sl} = \frac{\Delta l \cdot E_p \cdot A_p}{l} = \frac{0,2 \cdot 19000 \cdot 5,65}{628} = 34,2 \text{ кН}$$

- від миттєвої деформації бетону

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 5,65 \cdot 19000 \cdot \left[\frac{0,4 \cdot 0,71}{2700} \right] = 11,29 \text{ кН}$$

$$j = \frac{n-1}{2n} = \frac{5-1}{2 \cdot 5} = 0,4$$

Зміна напружень у бетоні на рівні арматури

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P e_{0p}^2}{I_{red}} = \frac{621,5}{1906} + \frac{621,5 \cdot 8,3^2}{112179} = 0,71 \text{ кН/см}^2$$

Сума миттєвих витрат

$$\Delta P = 199,4 + 36,2 + 34,2 + 11,29 = 281,09 \text{ кН}$$

Втрата миттєвих напружень $\Delta \sigma_l = \frac{281,09}{5,65} = 49,75 \text{ кН/см}^2$

Втрати в експлуатаційному режимі від усадки і повзучості:

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

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

Напруження в бетоні від зовнішнього навантаження та попереднього напруження

$$\sigma_{c,QP} = \Delta \sigma_c(t) - \frac{M e_{0p}}{I_{red}} = 0,71 - \frac{4414,5 \cdot 8,3}{112179} = 0,38 \text{ кН/см}^2$$

$$\Delta \sigma_{pr} = \frac{\Delta P_r}{A_p} = \frac{199,4}{5,65} = 35,29 \text{ кН/см}^2$$

$$\Delta P_{c+s+r} = 5,65 \cdot \frac{0,0004 \cdot 19000 + 0,8 \cdot 35,29 + \frac{19000}{2700} \cdot 1,5 \cdot 0,38}{1 + \frac{19000 \cdot 5,65}{2700 \cdot 1866} \left(1 + \frac{1866}{109364} \cdot 8,3^2\right) [1 + 0,8 \cdot 1,5]} = 204,28 \text{ кН}$$

З урахуванням всіх втрат кінцева сила обтиску бетону

$$P = 621,5 - 281,09 - 204,28 = 136,13 \text{ кН}$$

Сума втрат досягає 78 %

Перевірка достатності армування для забезпечення тріщиностійкості від
розрахункового навантаження

Прийнявши $M_{crc} = M$, отримаємо необхідну силу напруження для забезпечення тріщиностійкості

$$P_{crc} = \frac{M - f_{ctm} W_{pl}}{0,673(e_{op} + r')} = \frac{4414,5 - 0,19 \cdot 15581}{0,673 \cdot (8,3 + 5,45)} = 157,1 \text{ кН}$$

Необхідна кількість арматури $A_p = \frac{P_{crc}}{\sigma_p} = \frac{157,1}{110} = 1,428 \text{ см}^2$, що менше від необхідного армування за умови міцності.

Остаточо приймаємо армування 5Ø12 А600С ДСТУ 3760-98 з $A_s = 5,65 \text{ см}^2$

Перевірка напружень у верхній фібрі бетону під час передачі попереднього
напруження на бетон.

Напруження у верхній фібрі

Напруження у верхній фібрі бетону

$$\sigma'_c = -\frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y'}{I_{red}} \leq f_{ctm}$$

Де сила P після миттєвих втрат дорівнює

$$P = P_l - \Delta\sigma_l A_p = 521,5 - 49,75 \cdot 5,65 = 340,41 \text{ кН}$$

$$\sigma'_c = -\frac{340,41}{1906} + \frac{340,41 \cdot 8,3 \cdot 10,8}{112179} = 0,103 \text{ кН/см}^2 < f_{ctm} = 0,19 \text{ кН/см}^2$$

Армування верхньої зони не потрібно

Визначення деформативності плити від короточасної дії навантаження

Прогин плити

$$f = \frac{5Ml_0^2}{48E_{cm}I_{red}} - \frac{Pe_{op}l_0^2}{8E_{cm}I_{red}} = \frac{5 \cdot 4414,5 \cdot 610^2}{48 \cdot 2700 \cdot 112179} - \frac{340,41 \cdot 8,3 \cdot 610^2}{8 \cdot 2700 \cdot 112179} = 0,131 \text{ см}$$

										Лист
										26
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Відносний прогин

$$f/l_0 = 0,131/610 = 1/4656 < [f/l] = 1/200$$

2.2. Розрахунок пальових фундаментів

Характеристики місця будівництва

Будівельний майданчик розташований у м. Суми Сумської обл. Кліматичний район будівництва ІІІВ.

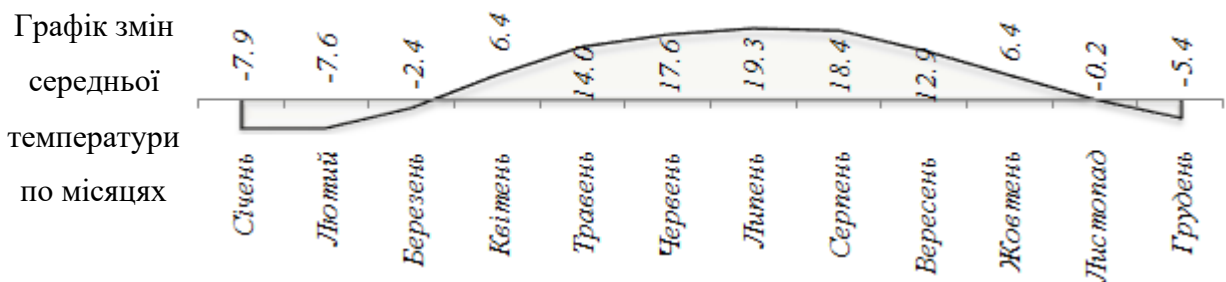


Рис. 2.3. Середня температура зовнішнього повітря по місяцях

Сніговий район у відповідності до ДБН В.1.2-2-2006 «Навантаження і впливи» - 6. Нормативна вага снігу на горизонтальну поверхню становить 1670 Па. Вітровий район у відповідності до ДБН В.1.2-2-2006 «Навантаження і впливи» - 2. Нормативний тиск вітру 420 Па.

Фізико-механічні властивості приймаємо у відповідності до виданого завдання. Фізико-механічні властивості ґрунтів наведені в таблиці 2.2.

Характеристика споруди

Клас будівлі за ступенем відповідальності ІІ. Функціональне призначення будівлі – житловий будинок. Будівля безкаркасна. Розміри будівлі в плані 24,25 × 25,21 м. Кількість поверхів – 10. Висота будівлі $H = 34$ м. Відношення довжини будівлі до висоти $L/H = \frac{25,21}{34} = 0,741$

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчику

Найменування і позначення
грунтів

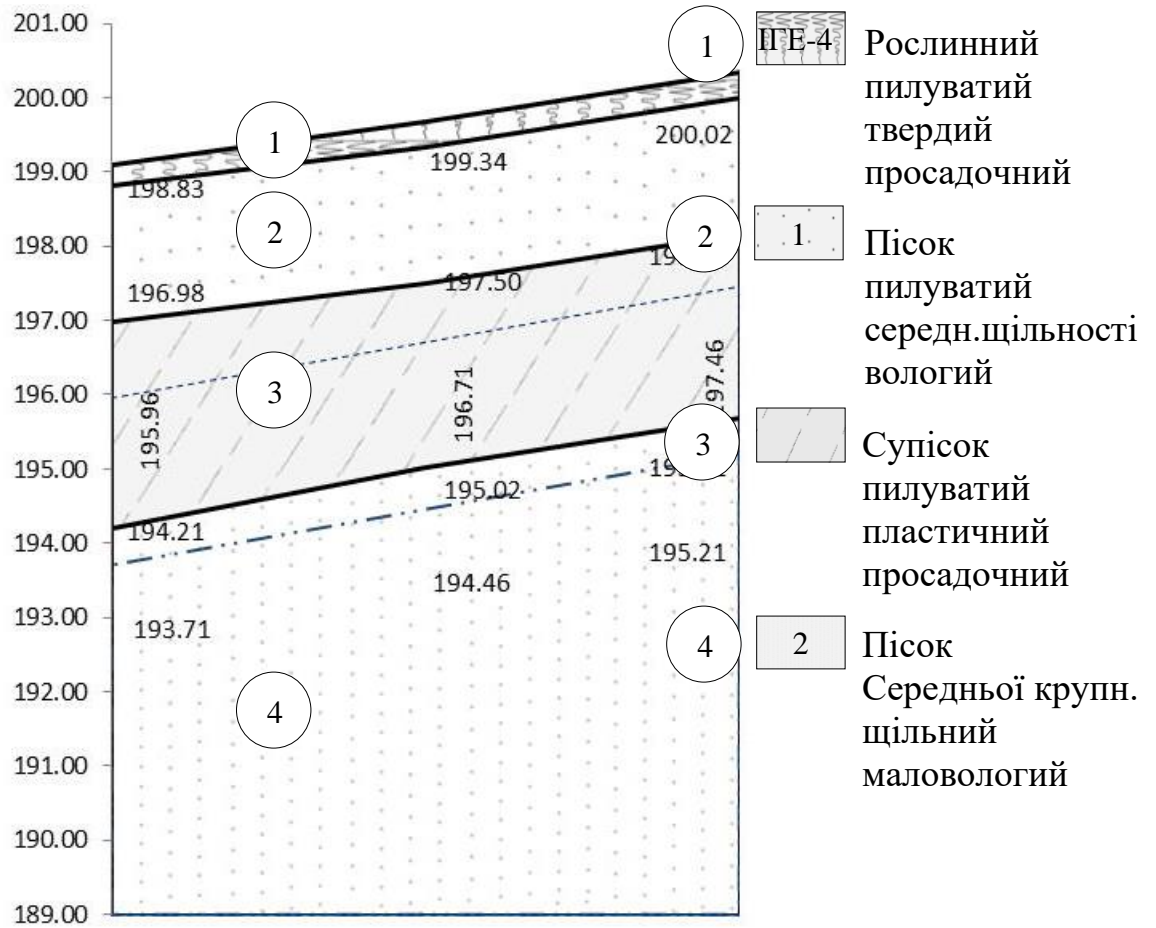


Рис. 2.4. Інженерно-геологічний розріз 1-1

Визначаємо розрахункові будівельні властивості ґрунтів для розрахунків основ та фундаментів за I та II граничними станами у відповідності з п.п. 7.3 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти».

Розрахунки основ та фундаментів за I та II групах граничних станів виконуємо із використанням розрахункових значень характеристик ґрунтів основ X , що визначаються за формулою (7.1) ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти»

$$X = X_n / \gamma_g$$

де X_n – нормативне значення характеристики;

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту.

Коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g при обчисленні розрахункових значень характеристик ґрунтів X слід визначати згідно з додатком В (В.6-В.7) ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти».

Розрахункові значення характеристик ґрунтів у цьому випадку слід приймати при значеннях коефіцієнтів надійності по ґрунту:

- у розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g = 1$

- у розрахунках основ за несучою здатністю:

для питомого зчеплення $\gamma_{g(c)} = 1,5$

для кута внутрішнього тертя

пісків $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$; глинистих ґрунтів $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$

Таблиця 2.2. Нормативні і розрахункові значення будівельних властивостей ґрунтів

Нормативні і розрахункові характеристики ґрунтів для розрахунку по деформаціях (II група граничних станів), позначення, одиниці виміру	Нашарування ґрунтів / потужність			
	<u>ІГЕ-1</u>	<u>ІГЕ-2</u>	<u>ІГЕ-3</u>	<u>ІГЕ-4</u>
	0.30	1.84	2.58	10.00
Питома вага γ_{II} , кН/м ³	14.30	18.11	15.11	18.76
Питома вага часток ґрунту γ_s , кН/м ³	27.00	26.80	26.97	26.65
Природна вологість W , д.о.	0.10	0.19	0.16	0.08
Вологість при повному водонасиченні W_{sat} , д.о.				

Питоме зчеплення C_{II} , КПа	1.00	3.00	20.00	3.00
Кут внутрішнього тертя φ_{II} , °	11.00	29.00	20.00	38.00
Модуль загальної деформації:				
у природньому стані E , Мпа	29.16	10.78	11.63	39.20
у замкломому стані $S_R=1E$, Мпа	Рекультивация	8.14	2.46	14.15
Коефіцієнт фільтрації K_f , м/сут	0.80	0.5	8.E-04	2.9
Число пластичності $I_p=W_L-W_p$, д.о.	0.05	відсутне	0.02	відсутне
Показник текучості $I_L=(W-W_p)/I_p$, д.о.	-0.20	відсутній	0.91	відсутній
Коефіцієнт пористості $e=(Y_s(1+W)/Y)-1$, д.о.	1.08	0.76	1.06	0.53
Питома вага сухого ґрунту $Y_d=Y/(1+W)$, кН/м ³	13.00	15.22	13.07	17.37
Ступінь вологості $S_R=Y_s*W/(e*Y_w)$, д.о.	0.25	0.67	0.39	0.40
Питома вага ґрунту при ступені вологості $S_R=1$ $Y_{sat}=(Y_{II}/(1+W))8(1+e*10/Y_s)/(1+e)$, кН/м ³	18.19	19.54	18.23	20.85
Питома вага ґрунту нижче РГВ $Y_{sb}=(Y_s-Y_w)/(1+e)$, кН/м ³	8.19	9.54	8.23	10.85
Відносна просадочність при тискові P , Мпа:				
0.05	-	-	0.0043	-
0.10	-	-	0.0092	-
0.15	-	-	0.0147	-
0.20	-	-	0.0245	-
0.25	-	-	0.0352	-
0.30	-	-	0.0496	-
Початковий тиск просадочності P_{sl} , Мпа:	-	-	0.1071	-

<i>Розрахункові характеристики ґрунтів для розрахунку міцності та стійкості ґрунтів основи (I група граничних станів)</i>	Нашарування ґрунтів / потужність			
	<u>ІГЕ-1</u>	<u>ІГЕ-2</u>	<u>ІГЕ-3</u>	<u>ІГЕ-4</u>
	0.30	1.84	2.58	10.00
Питома вага Y_I , кН/м ³	7.15	9.06	7.55	9.38
Питоме зчеплення C_I , КПа	0.67	2.00	13.33	2.00
Кут внутрішнього тертя φ_I , °	9.57	26.36	17.39	34.55

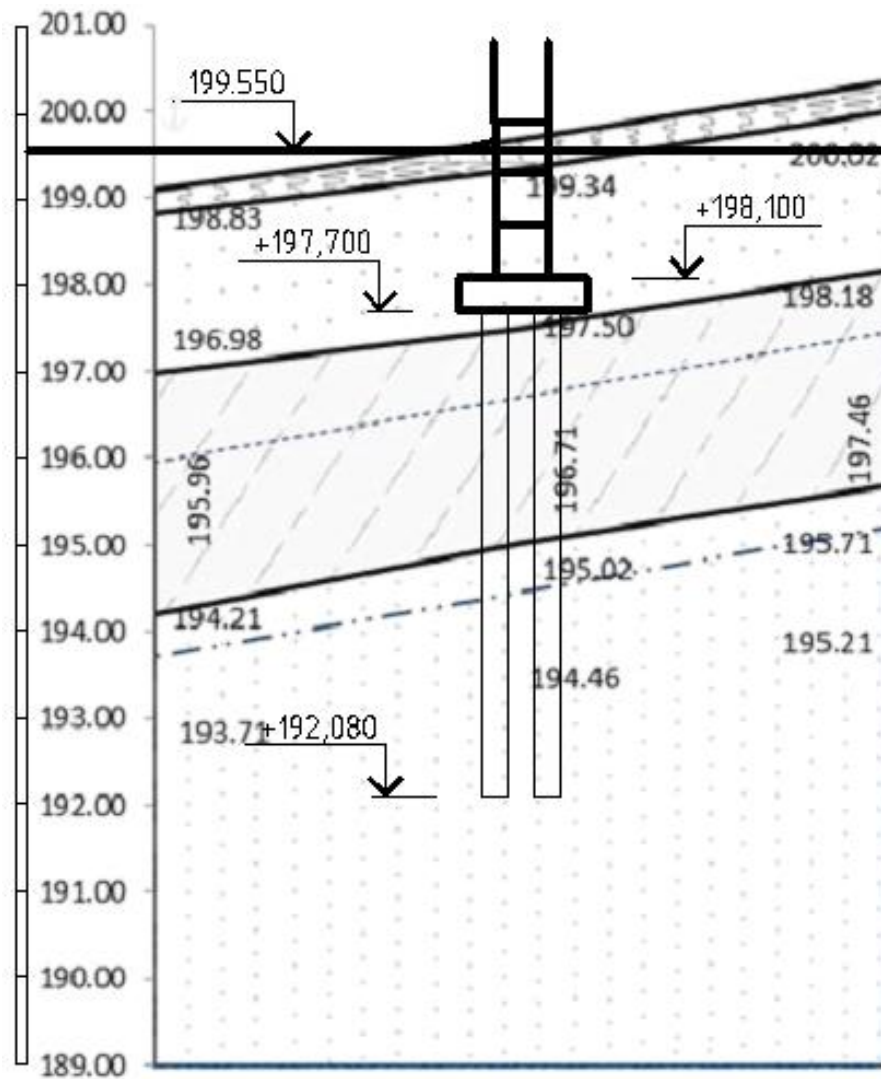


Рис. 2.5. До визначення глибини закладання фундаментів

Визначення несучої здатності палі

Розрахункова довжина палі визначається з урахуванням конструкції з'єднання палі з ростверком і стандартної довжини палі, відповідно ДСТУ Б В.2.6-65:2008 «Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови.» При стандартній довжині палі марки ПНдр6-30 – 6,0 м розрахункова довжина становить $6,0 - 0,28 - 0,1 = 5,62$ м.

Розміри перерізу палі становлять 300×300 мм.

Позначка низу палі становить 192,080 (-7,47 м)

Несуча здатність забивної призматичної палі визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті ($\gamma_c = 1$);

A – площа обпирання на ґрунт палі;

R – розрахунковий опір під подошвою палі, залежить від довжини палі і ґрунту. ($R = 3700$ кПа);

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунта основи на боковій поверхні палі, кПа

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з боковою поверхнею палі; м;

γ_{cR} ; γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту.

$$F_d = 1(1 \cdot 3700 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1 \cdot 20,07 \cdot 0,2 + 1 \cdot 25,58 \cdot 2,48 + 1 \cdot 58 \cdot 2,94))$$

$$= 618,57 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження на палю

Навантаження на фундамент визначаємо в табличному вигляді. До розрахунку приймаємо фундамент під зовнішню стіну по осі 14.

Таблиця 2.3. Збір навантаження на фундамент

№ п/п	Найменування	Визначення	Норм. наванткН/м	Коеф. надійн	Розрах. навантаж. кН/м
	I. Покрівля				
1.1	2 шари руберойду	0,1·3.15	0.32	1.3	0.42
1.2	Ц.п.стяжка $\delta=50$ мм	0,05·18·3.15	2.84	1.3	3.69
1.3	Утеплювач (екструдований пінополістирол $\delta=140$ мм)	0,14·0,35·3.15	0.15	1.3	0.20
1.4	Розуклонка із легкого бетону $\delta_{cp}=5$ мм	0,05·14·3.15	2.21	1.3	2.87
1.5	Пароізоляція 1 шар руберойду	0,04·3.15	0.13	1.3	0.17
1.6	Багатопустотна плита перекриття	3·3.15	9.45	1.1	10.40
1.7	Парапет	0,38·0,5·1,8	0.34	1.1	0.37
1.8	Снігове навантаження	1,69·3.15	5.32	1.14	6.06
	Всього:		20.76		24.18
	II. Типовий поверх				
2.1	Покриття підлоги з лінолеуму	0,08·3.15	0.25	1.3	0.33

№ п/п	Найменування	Визначення	Норм. наванткН/м	Коеф. надійн	Розрах. навантаж. кН/м
2.2	Ц.п.стяжка $\delta=20$ мм	$0,02 \cdot 18 \cdot 3.15$	1.13	1.3	1.47
2.3	Звукоізоляція (екструдований пінополістирол $\delta=50$ мм)	$0,05 \cdot 0,31 \cdot 3.15$	0.05	1.3	0.07
2.4	Багатопустотна плита перекриття	$3 \cdot 3.15$	9.45	1.3	12.29
2.5	Перегородки	$3 \cdot 0,12 \cdot 1,8$	0.65	1.1	0.72
2.6	Стіна	$0,64 \cdot 18 \cdot 2.8$	32.26	1.1	35.49
2.7	Корисне тимчасове навантаження	$1.5 \cdot 3.15$	4.73	1.3	6.15
	Всього:		48.52		56.49
	Навантаження від 10 поверхів		485.2		564.90
	IV. Підвал				
4.1	Стіна	$0,6 \cdot 25 \cdot 2,8$	42	1.1	46.2
	Всього:		42		46.20
	Всього навантаження на 1м фундаменту:		547.96		635.28

Розрахункове навантаження, що передається на палю визначаємо за формулою

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k}$$

де γ_k – коефіцієнт запасу. Для розрахунку він дорівнює 1,4; для польових випробувань - 1,25.

$$N = \frac{618,57}{1,4} = 441,84 \text{ кН}$$

Розрахунок пального фундаменту за першою групою граничних станів

Відстань між палями визначаємо за формулою:

$$n = \frac{N}{q} = \frac{441,84}{635,28} = 0,7 \text{ м}$$

Розташувати палі на такій відстані одна від одної в один ряд неможливо, оскільки мінімально припустима відстань між осями палей дорівнює $3d$. Палі розташовуємо зі зміщенням одна від одної в два ряди (рис. 2.6)

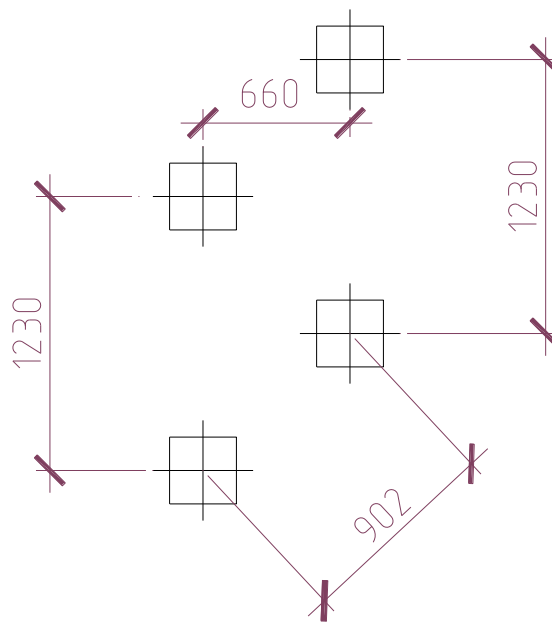


Рис. 2.6. Схема розташування паль під стіну

Розрахункове навантаження, що передається на одну палю визначаємо за формулою:

$$N_1 = 635,28 \cdot \frac{1,230}{2} = 390,7 \text{ кН}$$

Розрахунок пального фундаменту за другою групою граничних станів

Напруження в активній зоні стрічкового пального фундаменту визначаємо за формулою:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi l} \alpha_n$$

де p – погонне навантаження на стрічковий паливий фундамент. В навантаження включається вага масиву ґрунту з палями. Границі масиву визначаються наступним чином: зверху – поверхнею планування ґрунту, знизу – площиною, що проходить через нижні кінці паль, з боків – вертикальними площинами, що проходять по зовнішнім межах крайніх рядів паль;

l – глибина занурення паль

α_n – безрозмірний коефіцієнт, що приймається по таблиці 22 посібника до СНиП 2.02.03-85 в залежності від приведеної ширини пального фундаменту

$\beta = \frac{b}{l}$ (b – ширина фундаменту), приведеної глибини точки, що розглядається $\frac{z}{l}$ і

приведеної відстані точки, що розглядається від осі стрічкового пальового фундаменту $\frac{x}{l}$.

Визначаємо погонне навантаження на стрічковий палювий фундамент, враховуючи вагу масиву ґрунту з палями:

$$p_{\text{пп}} = \frac{N_1 n_p}{L_{\text{пл}}} + n \gamma_{\text{ср}} h_{\text{ф}} b_{\text{м}} = \frac{390,7 \cdot 1}{1,23/2} + 1,1 \cdot 20,01 \cdot 7,47 \cdot 0,96 = 793,13 \text{ кН/м}$$

де n_p – кількість рядів паль

n – коефіцієнт перевантаження, що дорівнює 1,1

$\gamma_{\text{ср}}$ – середнє значення об'ємної ваги ґрунту з палями в масиві;

$h_{\text{ф}}$ – відстань від планувальної відмітки до площини гострого кінця паль;

$b_{\text{м}}$ – ширина масиву ґрунту з палями.

Безрозмірний коефіцієнт α_n приймаємо по табл. 22 посібника до СніП 2.02.03-85 в залежності від приведеної ширини палювого фундаменту $\beta = \frac{b}{l} = \frac{0,96}{5,62} = 0,17$, приведеної глибини точки, що розглядається, $\frac{z}{l}$, приведеної відстані точки, що розглядається від осі стрічкового палювого фундаменту $\frac{x}{l}$. Величину α_n при $\beta = 0,17$ визначаємо шляхом інтерполяції величин α_n .

Таблиця 2.4. Визначення напруження під палею

$\frac{z}{l}$	α_n	$\sigma_z = \frac{p}{\pi l} \alpha_n$, кН/см ²	Глибина від площини гострого кінця палі, см
1,01	7,5228	0,0338	5,62
1,05	6,1141	0,0275	28,1
1,1	4,8763	0,0219	56,2
1,2	3,4302	0,0154	112,4
1,3	2,6893	0,0121	168,6
1,4	2,2459	0,0101	224,8
1,5	1,9482	0,0088	281
1,6	1,7312	0,0078	337,2
1,7	1,5649	0,007	393,4
1,8	1,4323	0,0064	449,6
1,9	1,3232	0,0059	505,8

2	1,2316	0,0055	562
2,1	1,1533	0,0052	618,2
2,2	1,0853	0,0049	674,4
2,3	1,0256	0,0046	730,6
2,4	0,9726	0,0044	786,8
2,5	0,9253	0,0042	843

Напруження в площині гострого кінця палі і в активній зоні не повинні перевищувати розрахункового тиску на основу R , що визначається за формулою (Е.1) ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд».

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_Y k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) + M_c c_{11}]$$

$$= \frac{1,4 \cdot 1,4}{1} [1,62 \cdot 1 \cdot 0,96 \cdot 9,38 + 7,49 \cdot 7,07 \cdot 17,21 + (7,49 - 1) + 9,42 \cdot 3] = 1886 \text{ кПа}$$

Із наведених результатів видно, що напруження в площині гострого кінця палі і в активній зоні фундаменту менше розрахункового тиску на основу R

$$\sigma_z = 0,0338 \text{ кН/см}^2 = 338 \text{ кПа} < R = 1886 \text{ кПа}$$

Осадка стрічкових пальових фундаментів визначається за формулою:

$$S = \frac{p}{\pi E_1} \delta_0$$

де S – осадка пальового фундаменту, см

p – погонне навантаження на пальовий фундамент, кН/см

$$E_1 = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

E – модуль деформації ґрунту активної зони;

μ – коефіцієнт бокового розширення ґрунту

δ_0 – безрозмірна компонента, що приймається за графіками, наведеними в посібнику.

$$E_1 = \frac{39,2}{1 - 0,35^2} = 44,67 \text{ МПа} = 4,47 \text{ кН/см}^2$$

Приведена глибина границі активної зони $\frac{z_0}{l} = \frac{14,05}{5,62} = 2,5$, при цьому $\delta_0 = 2,4$, тоді повна осадка:

										Лист
										38
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

$$S = \frac{7,9313}{3,14 \cdot 4,47} \cdot 2,4 = 1,4 \text{ см}$$

2.3. Дослідницько-розрахунковий

Вступ

На сьогодні, в умовах ринкової економіки визначальним фактором, який впливає на будівельну галузь, є економія ресурсів на всіх етапах будівництва (проектування, зведення будівлі, виготовлення будівельних матеріалів і т.п.). Втім досягнення даної мети жодним чином не повинно відбиватися на надійність і довговічність як окремих елементів, так і в цілому будівлі.

Вагомими умовами заощадження матеріалів є:

- a) усунення надмірних витрат при проектуванні;
- b) використання прогресивних норм розходів матеріалів на будівельні роботи;
- c) усунення пошкоджень матеріалів під час їх транспортування і зберігання;
- d) використання більш прогресивних та економічних конструкцій;
- e) використання більш прогресивних технологічних процесів при зведенні будівель та споруд.

До пункту надмірних витрат при проектуванні відносяться: запровадження сучасних методів розрахунку, врахування сумісної роботи конструкцій в складі будівлі, яка за рахунок взаємодії окремих елементів впливає на зусилля, які в них виникають.

Мета роботи – визначення залежності між величиною спирання багатопустотної плити стендового виготовлення та згинальним моментом, який виникає на опорі.

Задачі дослідження.

Отримання графіка залежності опорного згинального моменту і величини спирання багатопустотної плити стендового виготовлення без необхідності армування плит перекриття стендового виготовлення у верхній зоні.

									Лист
									39
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан вузла спирання збірних багатопустотних залізобетонних плит стендового виготовлення при врахуванні їх пружного защемлення в кладку стін.

Предмет дослідження – багатопустотні залізобетонні плити перекриття стендового виготовлення.

Методи дослідження – метод скінчених елементів (програмний комплекс «Лира-САПР»).

Практична значимість магістерської роботи полягає у визначенні максимально припустимого спирання плити перекриття стендового виготовлення на цегляну кладку стін без влаштування додаткових конструктивних заходів по зменшенню опорних згинальних моментів.

Апробація роботи.

Основні результати роботи доповідалися на студентській конференції Сумського національного аграрного університету.

Огляд досліджень

Перекриття і покриття із багатопустотних плит відносяться до розряду доволі вивчених конструкцій. Однак, до теперішнього часу в правилах проектування плити розраховують як елементи, які розраховуються за балковою розрахунковою схемою на дію комбінації постійних і тимчасових навантажень без врахування впливу на неї суміжних конструкцій.

Залізобетонні багатопустотні плити застосовуються в перекриттях всіх типів будівель (житлових, громадських і промислових).

Багатопустотні плити відносяться до тонкостінних залізобетонних конструкцій. Товщина полиць в плитах приймається не менше 30 мм, міжпустотні ребра – в межах 25-35 мм. Витрати бетону на плити перекриття і покриття складає приблизно 65% від загальної кількості витрат товарного бетону, які витрачаються на будівлю. З цим пов'язана необхідність застосовування при проектуванні економічні плити перекриття.

В якості типових багатопустотних плит перекриття прийняті збірні плити з круглими пустотами. Збірні багатопустотні плити виготовляються висотою 220 мм, шириною 990, 1190, 1490 і 1790 мм. Довжина багатопустотних плит перекриття досягає 7240 мм і більше.

Залізобетонні багатопустотні плити проектують із бетону класів С12/15-С20/25 з попереднім напруженням і без нього. В якості напруженої використовують наступний тип арматури:

- гарячекатана стрижнева арматурна сталь класів А500, А540, Ат600, Ат800, Ат1000, А500С, А600С діаметром 10-16 мм;
- високоміцний дріт Вр 1200-Вр 1500 діаметром 3-8 мм.

Арматурні канати класів К1400 і К1500 застосовують виключно при виготовленні залізобетонних багатопустотних плит, які виготовляють на спеціальних стендах (плити безопалубочного формування).

Найбільше розповсюдження має агрегатно-потоква технологія виробництва плит з електротермічним способом натягування арматури. За послідні роки на освоєне виготовлення плит на стендах безопалубочного формування. При такому методі виготовлення використовують механічний натяг арматури із високоміцних канатів, або може використовуватись арматурний дріт.

Багатопустотну залізобетонну плиту розраховують як вільно оперту балку. До балки прикладають рівномірно розподілене навантаження (Рис. 2.7).

В дійсних умовах експлуатації плита не працює, як вільно оперта, а защемлена в кладку стін (при умові безкаркасного будівництва). При защемленні плити на опорі виникає згинальний момент. Цей факт найбільше загрозливий для плит перекриття стендового виготовлення, де за технологією виготовлення передбачене встановлення виключно робочої арматури в нижній зоні, а в верхній зоні арматура взагалі відсутня. Також в таких плитах не передбачається встановлення поперечних каркасів. Утворення в наслідок защемлення на опорних ділянках в верхній зоні напружень розтягу, може привести до руйнування бетону і руйнування всієї конструкції.

										Лист
										41
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

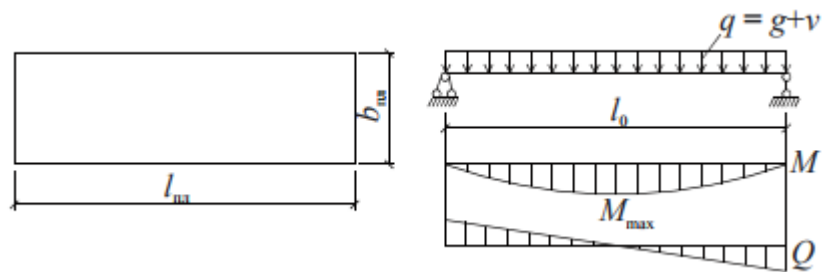


Рис. 2.7. Розрахункова схема та епюри внутрішніх зусиль в багатопустотній плиті перекриття.

Проблемами дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних плит приділено достатньо уваги в роботах вітчизняних і закордонних вчених. Одними із основних робі по дослідженню опорних ділянок плит стендового виготовлення є роботи, які проводилися в «Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова» та УралпромбудНДІпроект.

В УралпромбудНДІпроект на базі експериментальних досліджень отримали наближені формули визначення опорних моментів в плитах, які защемлені в кладку стін.

Отримані результати експериментальних досліджень дозволили вивести емпіричні формули опорних моментів:

при защемленні плит в кладку несучих стін на глибину до 150 мм, де для кладки стін використовуються цегла, дрібні блоки з ніздрюватого і легкого бетону класу міцності $\leq B5$

$$M_{оп} = Kql_p^2; K = \frac{1}{24} \div \frac{1}{20}$$

при защемленні плит у кладці стін, де для кладки використовуються великі блоки з легких бетонів класу міцності до B7,5

$$M_{оп} = Kql_p^2; K = \frac{1}{18} \div \frac{1}{16}$$

тут: q – навантаження понад власну вагу на плиту при $\gamma_f = 1,0$.

На опорних ділянках плит, защемлених у кладку стін утворюється складний напружений стан (Рис. 2.8)

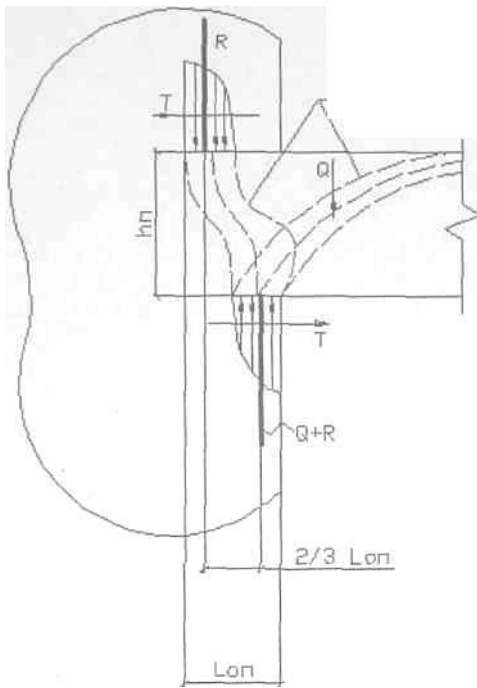


Рис. 2.8. Розподіл зусиль на опорній ділянці плити, защемленої у стіні.

Залежно від прийнятої глибини обпирання, матеріалу стіни (від якого залежить міцність і деформативність основи) можуть виникнути різні траєкторії розвитку тріщин (Рис. 2.9).

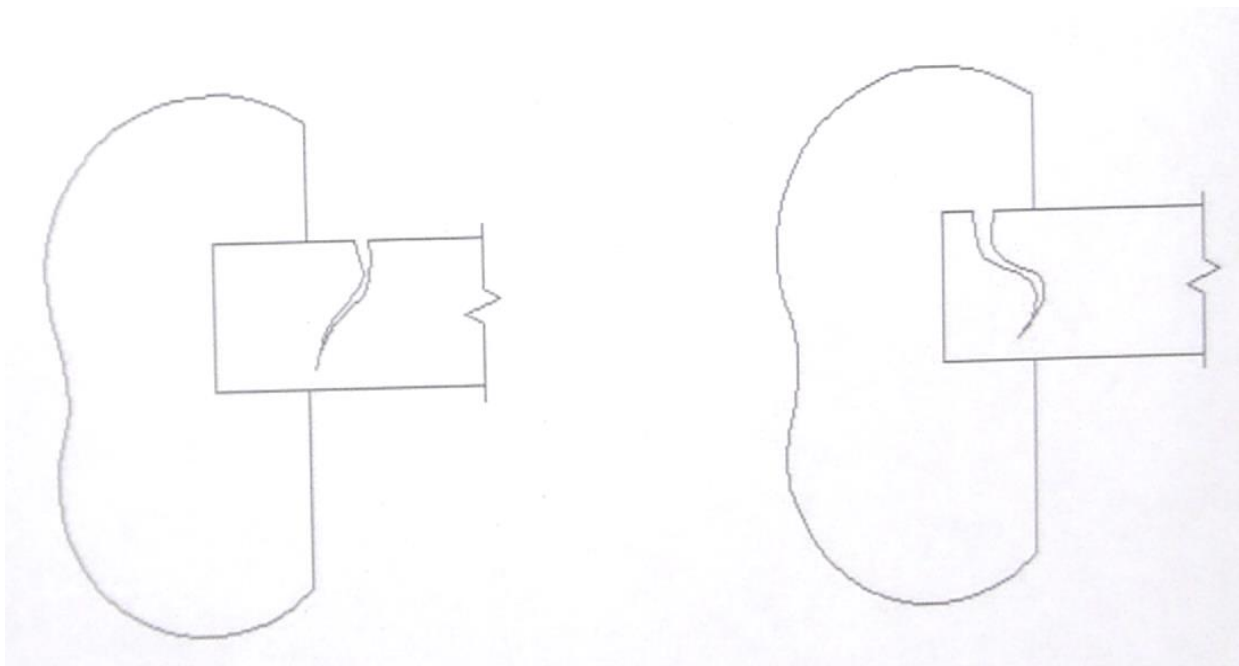


Рис. 2.9. Варіанти розвитку тріщин, виявлені при дослідженнях.

Припустимі розрахункові навантаження понад власну вагу для плит защемлених у кладку стін будівель з опором кладки на стиск $f_{cd} < 2$ МПа при

За результатами експериментальних досліджень УралпромбудНДІпроект рекомендував при необхідності заведення плит з висотою 220 мм і прольотом більше 7000 мм у кладку стін, передбачати конструктивні заходи, які дозволяють зменшити, або взагалі виключити можливість появи опорних моментів (Рис. 2.11).

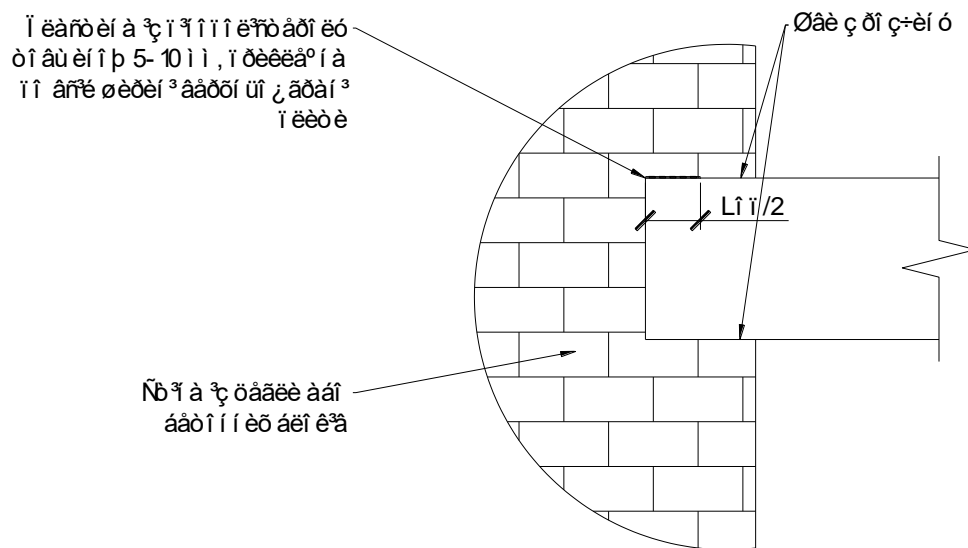


Рис. 2.11. Варіант конструктивного рішення для зменшення опорного моменту в плиті при заведенні її в цегляну кладку.

Окрім УралпромбудНДІпроект питаннями дослідження опорних вузлів плит перекриття стендового виготовлення працюють і вітчизняні вчені. Слід відмітити роботу, яка була виконана в Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова на замовлення будівельної виробничо-комерційної компанії «Федорченко» «Особливості впровадження залізобетонних багатопустотних попередньо напружених плит перекриттів безопалубочного стендового формування».

Робота присвячена аналізу проектних рішень, які використовуються в світовій практиці, і на базі зробленого аналізу розроблені пропозиції стосовно оптимізації армування плит стендового формування канатами класу К1400 і високоміцним дротом Вр1400.

За результатами аналізу запропоновані конструкції плит довжиною 2,4...9,0 м і шириною 1200 мм під корисне навантаження 8,0 кН/м². Плити

розглядалися як конструкції без тріщин в нормальних і похилих перерізах при прикладенні до них експлуатаційного навантаження. Плити розглядали стандартної товщини 220 мм. В перерізі плити наявні 6 круглих пустот. Діаметр пустот стандартна – 152 мм кожна. Плити розглядалися з шарнірним спиранням на кладку стін або полки ригелів. Для варіанту спирання плит стендового виготовлення на цегляну кладку досліджували жорсткість защемлення плити в конструкцію стіни визначалася можливість появи тріщин в верхній розтягнутій зоні. Окрім цього, були виконані і теоретичні дослідження нормальних і похилих перерізів по нормальним і дотичним напруженням, тріщиностійкіст конструкцій, деформативність. Окрім цього виконана перевірка напружень у верхній зоні плит при передачі зусилля від попереднього напруження арматури на бетон. Всі розрахунки виконані відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні і залізобетонні конструкції» і ДСТУ Б В.2.6-156: 2010.

За результатами теоретичних і експериментальних досліджень сформульовані наступні рекомендації:

- для плит прольотами 2,4...5,4 м застосовувати бетон класу С30/35; для плит більших прольотів (до 9,0 м) – бетон класу С32/40;
 - плити прольотами 2,4...3,6 м дозволено армувати високоміцним дротом Вр1400;
 - плити прольотами 4,2...9,0 м необхідно армувати виключно арматурними канатами К1400 з діаметрами 9 мм, 12 мм, 15 мм.
- (Таблиця 2.5)

При проведенні теоретичних досліджень встановлювали можливість повороту опорного перерізу плити стендового виготовлення в місцях її защемлення в кладку стін. Для проведення теоретичних досліджень була сформована 3-D модель опорного вузла плити перекриття. Створення моделі і проведення розрахунків виконували в програмному комплексі «Ліра».

Таблиця 2.5. Конструктивні параметри плит

Марка плити	Клас бетону	Площа перерізу арматури, см ²		Варіант армування
		по розрахунку на міцність	по розрахунку на тріщиностійкість	
ПБП24-12-8	С30/35	0,434	-	4Ø5 Вр-II
ПБП33-12-8		0,848	-	5Ø5 Вр-II
ПБК36-12-8 (ПБП36-12-8)		0,99	-	4Ø9 К7 (6Ø5 Вр-II)
ПБП42-12-8 (ПБК42-12-8)		1,37	-	4Ø9 К7 (7Ø5 Вр-II)
ПБК48-12-8		1,81	0,55	4Ø9 К7
ПБК51-12-8		2,11	0,71	5Ø9 К7
ПБК54-12-8		2,31	1,61	5Ø9 К7
ПБК60-12-8	С32/40	2,84	2,5	7Ø9 К7
ПБК63-12-8		3,24	3,43	7Ø9 К7 (5Ø12 К7)
ПБК66-12-8		3,59	3,87	5Ø12 К7
ПБК72-12-8		4,32	5,43	6Ø12 К7
ПБК78-12-8		5,09	7,01	8Ø12 К7 (5Ø15 К7)
ПБК84-12-8		5,97	8,89	10Ø12 К7 (7Ø15 К7)
ПБК90-12-8		7,04	10,83	11Ø12 К7 (8Ø15 К7)

Кінцево-елементна розрахункова модель була створена із об'ємних кінцевих елементів типу КЕ-36 – просторовими універсальними восьмивузловими ізопараметричними скінченими елементами. Всі кінцеві елементи приймалися розміром $2 \times 2 \times 2$ см. Отримана за результатами апроксимації вузла обпирання модель наведена на Рис. 2.12.

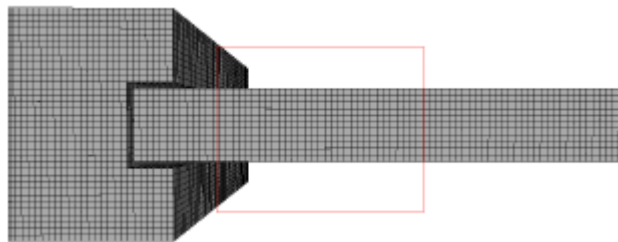
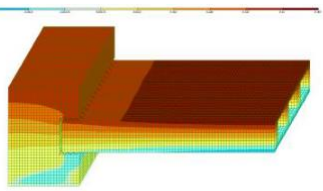
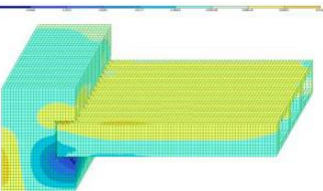
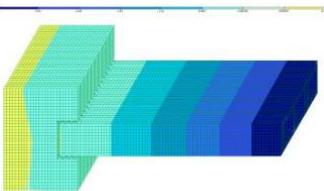
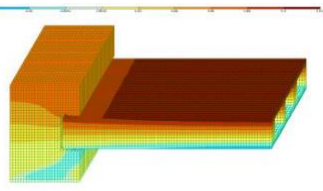
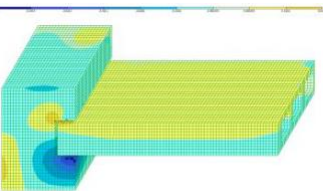
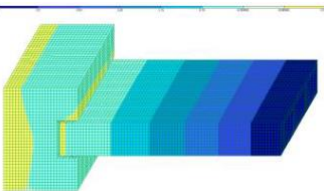
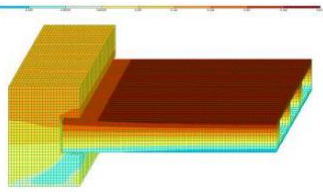
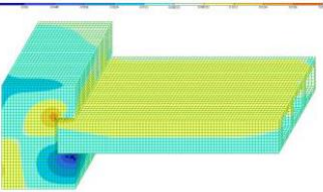
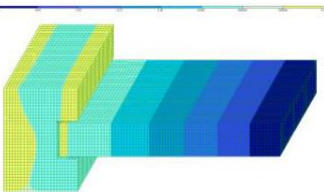
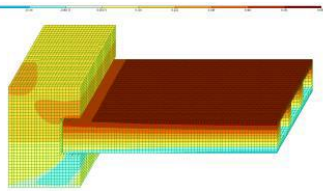
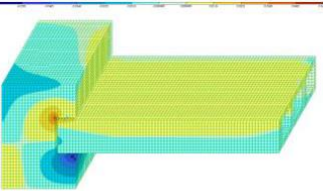
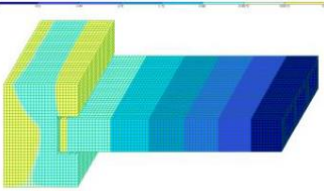


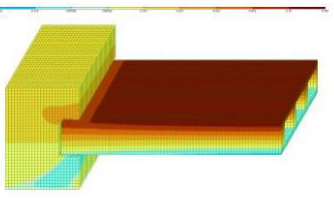
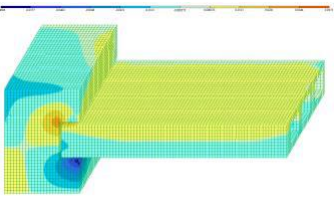
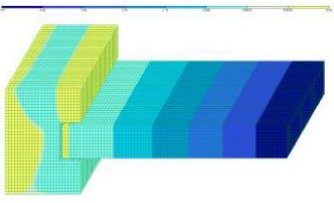
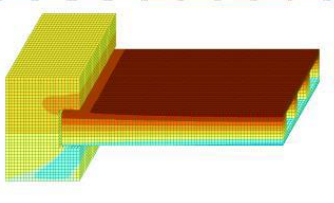
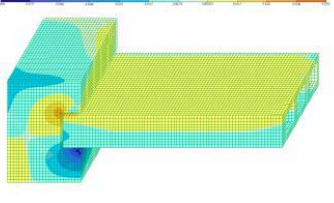
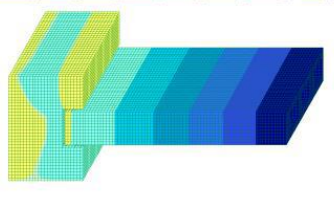
Рис. 2.12. Кінцево-елементна розрахункова модель защемлення плити в кладку стін

Для врахування нелінійності деформацій у вузловому з'єднанні, яка потребує виявлення розриву спільного переміщення плити і кладки, розрахунок розрахункової моделі здійснювали ітераційно за деформованою схемою. При

цьому, при кожній наступній ітерації визначали зусилля в стрижнях, які моделювали розчинний шов, і у випадку, якщо в такому стержні виникало зусилля розтягу, його виключали із роботи вузлового обпирання плити на стіну. Остаточоно був встановлений факт утворення повороту вузла і встановлена зона контакту кладки і плити. За результатами розрахунку отримані ізополя переміщень по осям X, Y і Z. Проаналізувавши ізополя переміщень отримано кут повороту у вузлі, який теоретично дорівнює $1,6 \cdot 10^{-4}$ рад. Внаслідок утворення такого кута повороту опорний згинальний момент прагне досягти значення нуля. Ізополя зображені в Таблиця 2.6.

Таблиця 2.6. Ізополя переміщень в опорному вузлі.

	Ізополя переміщень конструкції по осі X	Ізополя переміщень конструкції по осі Y	Ізополя переміщень конструкції по осі Z
Початкова модель			
Перша ітерація			
Друга ітерація			
Третя ітерація			

	Ізополя переміщень конструкції по осі X	Ізополя переміщень конструкції по осі Y	Ізополя переміщень конструкції по осі Z
Четверта ітерація			
Результуюче поле			

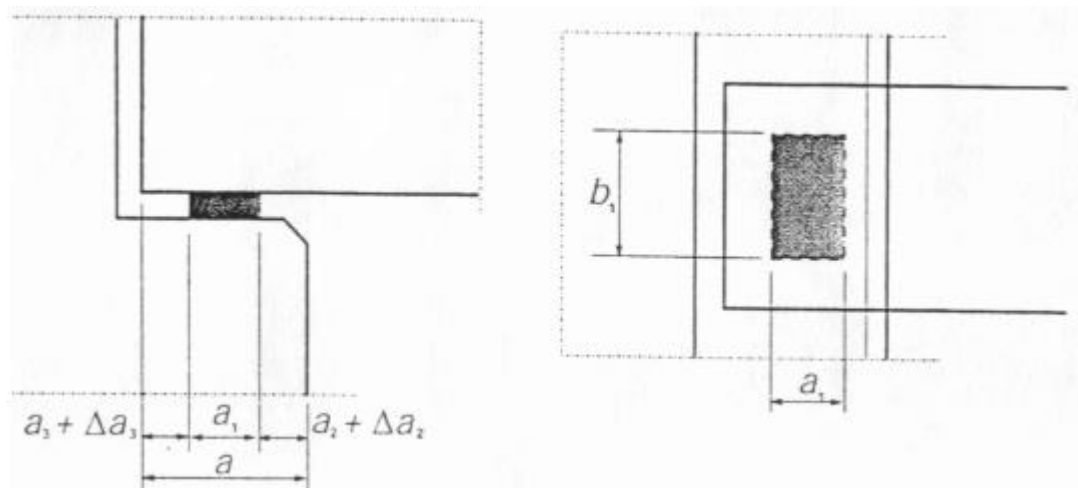


Рис. 2.13. Приклади опор з позначеннями величин відповідно ДСТУ.

Номінальна глибина спирання плити перекриття на кладку стін регламентована ДСТУ В.2.6-156:2010 (Рис. 2.14) і визначається за формулою:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}$$

де a_1 – довжина нетто опори відносно до напружень на опорі,

a_2 – відстань, що вважається неробочою за межами зовнішнього кінця елемента, який обпирається,

a_3 – ця ж відстань для опорного елемента,

Δa_2 – допустимі відхилення відстані між опорними елементами,

Δa_3 – допустимі відхилення довжини елемента, що обпирається, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n – довжина елемента.

Тобто доказано, що згинальний момент на порі залежить від величини обпирання плити на кладку стін. Зі збільшенням глибини обпирання збільшується і величина згинального моменту. Цей факт найважливіше враховувати при використанні в будівлі плит безоплубочного стендового виготовлення. В цих плитах теоретично на опорі може виникнути момент, який перевищить розрахунковий опір бетону розтягу.

Визначення величини максимального обпирання плити на цегляну стіну.

Для дослідження вузла спирання обрано варіант, в якому перекриття складається із багатопустотних плит стендового виготовлення прольотом 5400 мм. Плити обпираються на цегляну стіну через шар цементно-піщаного розчину марки М50. Для конструкції стіни прийнято цегла керамічна звичайна марки 100 на цементно-піщаному розчині марки М50.

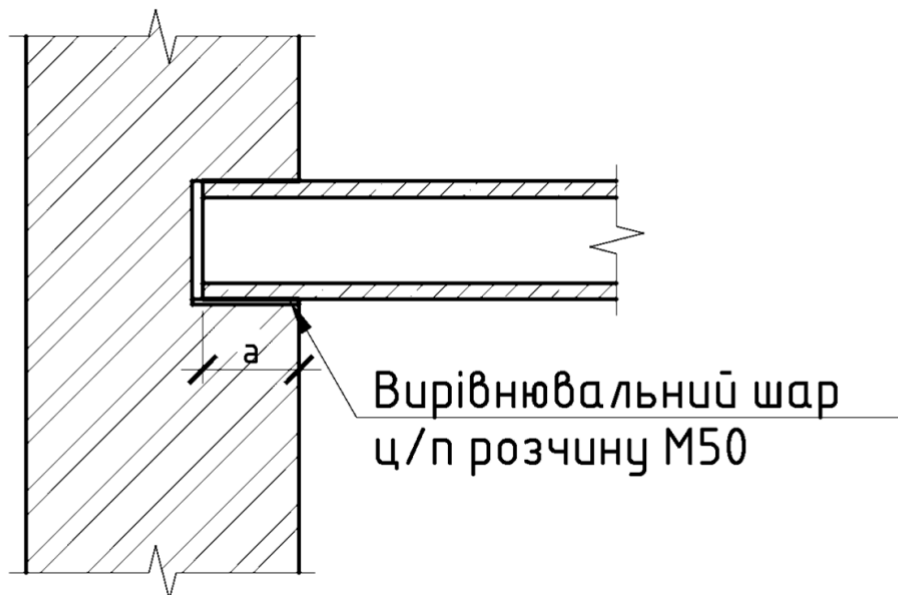


Рис. 2.15. Схема спирання плити на цегляну стіну.

За рекомендаціями ДСТУ В.2.6-156:2010 визначаємо мінімально припустиму ширину площадки обпирання плити стендового виготовлення за формулою:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}$$

						Лист
						50
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата		

де a_1 – довжина нетто опори відносно до напружень на опорі,
 a_2 – відстань, що вважається неробочою за межами зовнішнього кінця елемента, який обпирається,

a_3 – ця ж відстань для опорного елемента,

Δa_2 – допустимі відхилення відстані між опорними елементами,

Δa_3 – допустимі відхилення довжини елемента, що обпирається, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n – довжина елемента.

$$a_1 = \frac{F_{Ed}}{b_1 f_{Rd}}, \text{ але не менш ніж мінімальні величини за таблицею 10.2 ДСТУ}$$

F_{Ed} – розрахункове значення опорної реакції;

b_1 – ширина нетто опори

f_{Rd} – розрахункове значення опору опори.

У відповідності до 10.1.7.1.3, при використанні заходів для рівномірного розподілу тиску на опорі (використання шару з цементно-піщаного розчину), розрахункова ширина b_1 прийнята такою, що дорівнює ширині обпирання $b_1 = 1200$ мм.

Відповідно до 10.1.7.1.2 при використанні вирівнюючого прошарку з цементно-піщаного розчину $f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85 f_{cd}$

f_{cd} – розрахунковий опір елемента, що обпирається, для прийнятої плити перекриття при класі бетону С30/35 $f_{cd} = 11,5$ МПа;

f_{bed} – розрахунковий опір матеріалу вирівнюючого прошарку, при використаній марці розчину М50 $f_{bed} = 5$ МПа.

$$f_{Rd} = 5 \text{ МПа} < 0,85 \cdot 19,5 = 16,6 \text{ МПа}$$

Розрахункове значення опору основи при прийнятому навантаженні $q = 9490,5$ Н/м і довжині плити $l_0 = 5,23$ м $F_{Ed} = \frac{ql_0}{2} = \frac{9,5 \cdot 5,23}{2} = 24,8$ кН.

В такому випадку $a_1 = \frac{24,8 \text{ кН}}{120 \text{ см} \cdot 0,5 \text{ кН/см}^2} = 0,41$ см, але більше наведеного в таблиці 10.2 ДСТУ В.2.6-156:2010 $a_1 = 25$ мм. Приймається $a_1 = 25$ мм

a_2 у відповідності до 10.3 ДСТУ В.2.6-156:2010 приймається $a_2 = 10$ мм

a_3 у відповідності до 10.4 ДСТУ В.2.6-156:2010 приймається $a_3 = 5$ мм

Δa_2 відповідно до 10.5 ДСТУ В.2.6-156:2010 приймається за формулою $10 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ мм

$$l/1200 + 5 = 5400/1200 + 5 = 9,5 \text{ мм}$$

Приймається $\Delta a_2 = 10$ мм

$$\Delta a_3 = 5400/2500 = 2,2 \text{ мм}$$

Остаточно мінімально припустима довжина спирання плити на стіну

$$a = 25 + 10 + 5 + \sqrt{10^2 + 2,2^2} = 50 \text{ мм}$$

На сьогодні, в умовах інтенсивного розвинення і розповсюдження комп'ютерних прикладних програм і техніки, найбільш зручним і точним методом розрахунку є метод кінцевих елементів, який реалізується майже в усіх комп'ютерних програмах, спрямованих на розрахунок будівельних конструкцій. Прикладом таких комп'ютерних програм є SCAD та Лира-САПР. Точність рішення моделей за допомогою метода кінцевих елементів залежить від дискретності розбивання розрахункової схеми і правильності завдання розрахункової моделі.

Розглядати плиту перекриття стендового виготовлення, як жорстко закріплену в кладку стін неможливо внаслідок наявності пружних деформацій в кладці стіни. В такому випадку більш точною є розрахункова схема, зазначена на Рис. 2.16.



Рис. 2.16. Розрахункова схема плити при її розрахунку з урахуванням зацемлення в цегляну кладку.

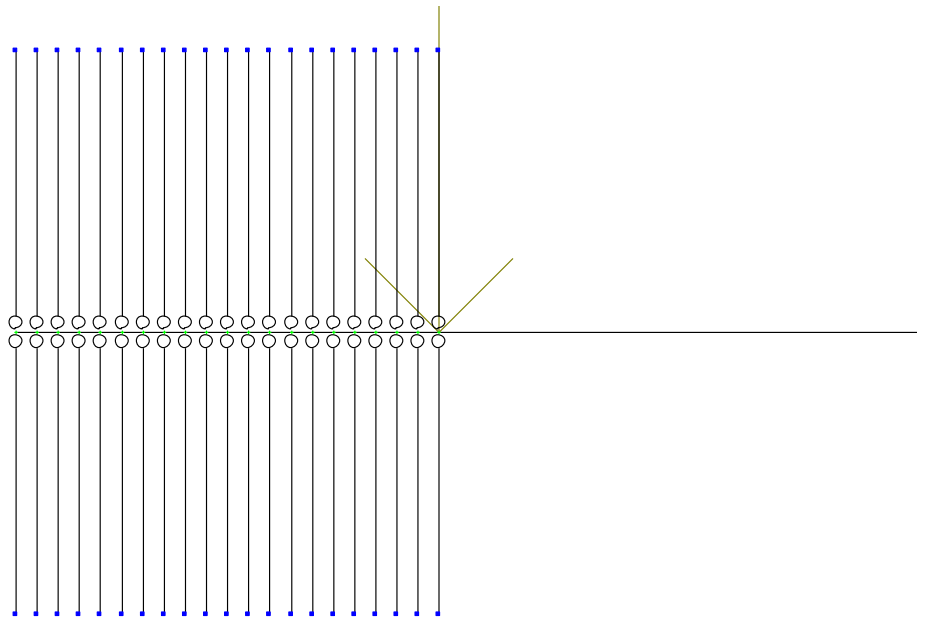


Рис. 2.17. Фрагмент розрахункової схеми плити при її розрахунку з урахуванням защемлення в цегляну кладку.

Жорсткість плити визначаємо за методами опору матеріалів із її перерізу (**Error! Reference source not found.**). Оскільки розрахункова схема розглядається в площині XOZ , то для жорсткості елемента достатньо параметрів осьової жорсткості – площа поперечного перерізу, і згинальної жорсткості – момент інерції поперечного перерізу. Тобто для наведеного перерізу визначаємо площу і момент інерції відносно нейтральної осі Y .

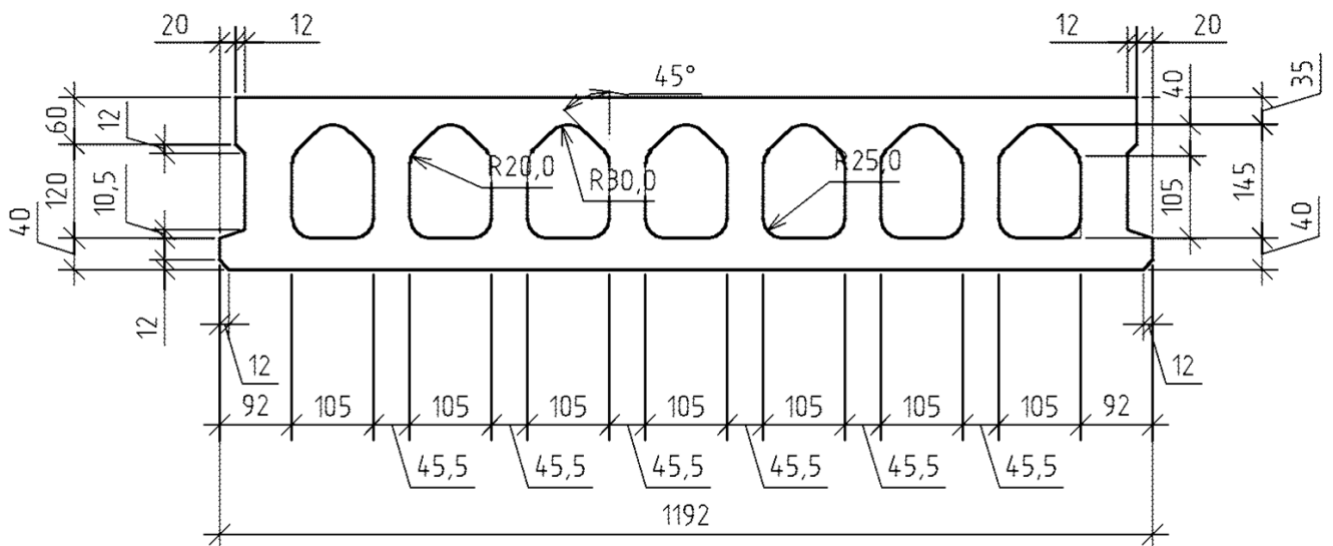


Рис. 2.18. Схема перерізу багатопустотної плити стендового виготовлення.

Таблиця 2.7. Геометричні характеристики плит стендового виготовлення шириною 1200 мм для розрахунку на ЕОМ.

Геометричні характеристики	Ширина плити
	1,2 м
Площа перерізу, A , см ²	1593,9
Момент інерції відносно нейтральної осі Y , J_y , см ⁴	3827460000

Бетон для виготовлення плити стендового виготовлення приймаємо класу С30/35, з розрахунковим модулем пружності $E_{cd} = 27000$ МПа.

Елементи, які в розрахунковій схемі моделюють стіни, задаємо стержневими кінцевими елементами прямокутного перерізу, ширину яких приймаємо рівною ширині плити (1200 мм), висоту приймаємо рівною кроку елементів (10 мм). При цьому модуль пружності елементів приймаємо рівною модулю пружності матеріалу стінової конструкції.

В розрахунках будемо використовувати елементи кам'яної кладки, що відповідають одному з наступних типів (у відповідності до ДСТУ Б В.2.6-162:2010):

- глиняна цегла відповідно до ДСТУ Б В.2.7-61:2008 «Цегла та камені керамічні рядові та лицьові»;
- силікатна цегла відповідно до ДСТУ Б В.2.7-80:2008 «Цегла та камені силікатні»;
- бетонні вироби (з важкими і легкими заповнювачами) відповідно до ДСТУ Б В.2.7-7:2008 «Вироби бетонні стінові дрібноштучні»;
- блоки з ніздрюватого бетону автоклавного твердіння відповідно до ДСТУ Б В.2.7-137:2008 «Блоки з ніздрюватого бетону стінові дрібні»;
- бетонні камені і блоки з штучного каменю відповідно до ДСТУ Б В.2.7-7:2008 «Вироби бетонні стінові дрібноштучні», ДСТУ Б В.2.6-108:2010 «Блоки бетонні для стін підвалів»;
- будівельні елементи з обробленого природного каменю відповідно до ДСТУ Б В.2.7-246:2010 «Камені бортові і стінові з гірських порід»

У відповідності до наведеної типології кам'яної кладки стін приймаємо матеріал, по одному до кожного типу.

1. кладка із глиняної цегли М100 (ДСТУ Б В.2.7-61:2008 «Цегла та камені керамічні рядові та лицьові») на цементно-піщаному розчині М50;
2. кладка із силікатної цегли М150 (ДСТУ Б В.2.7-61:2008 «Цегла та камені керамічні рядові та лицьові») на цементно-піщаному розчині М50
3. пустотілий стіновий бетонний блок СБ-ПР-Ц-Р-390×190×188-1500-М100-1- ДСТУ Б В.2.7-7:2008 із закритим дном на розчині М50
4. газобетонний блок UDK Block 400, що відповідає класу бетону В2 (ДСТУ Б В.2.7-137:2008)
5. блок ракушняк М25 на цементно-піщаному розчині М25 (ДСТУ Б В.2.7-246:2010);
6. блоки стін підвалу у відповідності до ДСТУ Б В.2.6-108:2010 «Блоки бетонні для стін підвалів» із бетону класу С8/10.

Елементи, що моделюють стіну, приймаємо у відповідності до жорсткості кладки. Довжину стержнів приймемо рівною 100 мм. В розрахункову схему вводимо стержні прямокутного перерізу з заданими розмірами. Оскільки припускається, що ширина кладки, що включається в роботу, дорівнює ширині плити, то і ширину перерізу елемента приймаємо рівною ширині плити $b = 120$ см. Висота перерізу елемента приймається рівною кроку вертикальних стержнів. При глибині спірання плити на конструкцію стіни 100 мм і розбитті цієї відстані на 10 елементів, висота перерізу елемента, що моделює кладку приймається рівною $h = 1$ см. Модуль пружності елемента приймаємо у відповідності до матеріалу, з якого виконується кладка стін. Оскільки в практиці будівництва можлива різна комбінація матеріалів зверху і знизу в защемленні плити, то при розрахунку жорсткість верхніх і нижніх елементів, що моделюють стіну будемо приймати різної жорсткості.

У відповідності до ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» значення довготривалого модуля пружності повинне розраховуватися з величини короткочасного модуля пружності з урахуванням повзучості:

$$E_{long\ term} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}}$$

де Φ_{∞} - кінцевий коефіцієнт повзучості у відповідності до табл. 8.9 ДБН В.2.6-162:2010 для глиняної цегли $\Phi_{\infty} = 0,5 \dots 1,5$.

У відповідності до п. 8.7.2.2 ДБН В.2.6-162:2010 У разі відсутності величини, визначеної у випробуваннях відповідно до вимог нормативних документів, короткочасний модуль пружності при зсуві кам'яної кладки E може дорівнювати $K_E f_k$ для використання при розрахунку конструкцій. Значення K_E рекомендується приймати 1000.

У відповідності до формули (8.1) ДБН В.2.6-162:2010 характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск визначається з виразу:

$$f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta}$$

де K – константа, значення якої у відповідних випадках відповідно до пп. 8.6.1.2.3 і/або 8.6.1.2.6 ДБН В.2.6-162:2010,

Для кладки із глиняної цегли:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для глиняної цегли і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,87 і 0,13 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для цегли марки М100 $f_b = 10$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для розчину марки М50 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,87} \cdot 4,5^{0,13} = 4,06 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 4060 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

$$E_{long\ term} = \frac{2930}{1 + 1} = 2030 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із силікатної цегли:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для силікатної цегли і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,87 і 0,13 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для цегли марки М150 $f_b = 15$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, Н/мм^2 , для розчину марки М50 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 15^{0,87} \cdot 4,5^{0,13} = 5,77 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 5770 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long\ term} = \frac{5770}{1 + 1,5} = 2308 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із пористих бетонних блоків:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для бетонних блоків і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,95 і 0,05 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для блоків марки М100 $f_b = 10$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, Н/мм^2 , для розчину марки М50 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,95} \cdot 4,5^{0,05} = 4,32 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 4320 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long\ term} = \frac{4320}{1 + 1,5} = 1728 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із газобетонного блоку:

Газобетонні блоки укладаються на спеціальну клеючу суміш, в такому випадку у відповідності до табл. 8.3 приймається для ніздрюватих блоків і тонкошарового будівельного розчину $K = 0,8$;

α – константа, що приймаються 0,85;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для блоків марки D400 $f_b = 2,9$ МПа;

В такому випадку

$$f_k = 0,8 \cdot 2,9^{0,85} = 1,98 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 1980 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long\ term} = \frac{4320}{1 + 1} = 990 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із блоків ракушняка:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для оброблених блоків із природнього каменю і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,95 і 0,05 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для блоків марки M25 $f_b = 2,5$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, Н/мм^2 , для розчину марки M25 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,95} \cdot 2,5^{0,05} = 1,13 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 1130 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long\ term} = \frac{1130}{1 + 0,1} = 1027 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із блоків стін підвалу:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для оброблених блоків із природнього каменю і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,97 і 0,03 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для блоків із бетону класу С8/10 $f_b = 10$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для розчину марки М50 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,97} \cdot 4,5^{0,03} = 4,39 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 4390 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

$$E_{long \text{ term}} = \frac{1130}{1 + 1,5} = 1756 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

Остаточню всі модулі пружності зведемо до табличної форми:

Таблиця 8. Довготривалий модуль пружності для різних типів кладки.

№ з/п	Матеріал конструкції стіни	Довготривалий модуль пружності, $E_{long \text{ term}}$, МПа
1	Кладка із глиняної цегли на цементно-піщаному розчині	2030
2	Кладка із силікатної цегли на цементно-піщаному розчині	2308
3	Кладка із бетонних пустотілих блоків на цементно-піщаному розчині	1728
4	Кладка із газобетонних блоків на клеючому розчині	990
5	Кладку із ракушняку на цементно-піщаному розчині	1027
6	Кладка із бетонних блоків стін підвалу на цементно-піщаному розчині	1756

Точність розрахунку за методом скінчених елементів залежить від дискретності розбиття опорних ділянок. Складність розрахунку полягає в тому, що в пружній стадії, опір елементу на стиск рівний опору елементу на розтяг. Однак,

як відомо, при затисканні елемента в цегляну кладку остання не може сприймати розтягуючі зусилля, а лише стискаючи. Тобто, для вірності розрахункової схеми необхідно в ручному режимі визначити вертикальні елементи, в яких виникають розтягуючі зусилля і виключити їх із розрахункової схеми. Таку операцію слід повторити декілька разів, до моменту, коли в вертикальних елементах взагалі будуть відсутні розтягуючі зусилля. В даному випадку розрахункова схема прийняла вигляд, зазначений на.

Завантаження 1

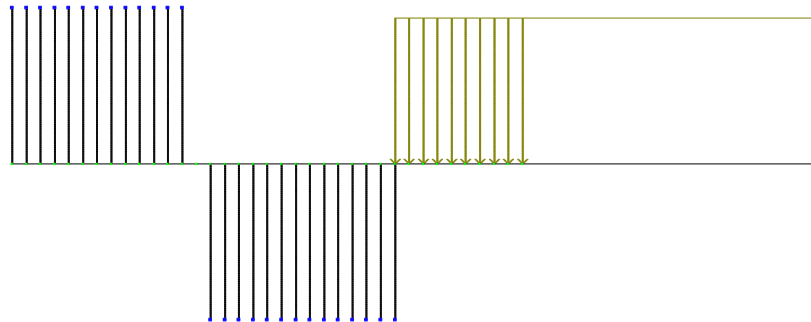
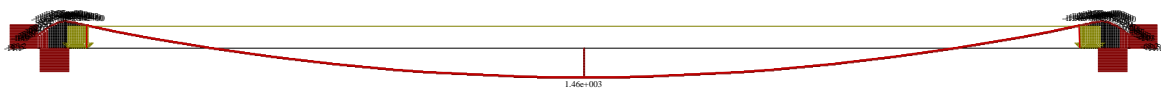


Рис. 19. Фрагмент розрахункової схеми після корегування.

В результаті розрахунку отримуємо епюру згинальних моментів в плиті, затиснутій з двох боків в цегляну кладку.

Завантаження 1
Епора М_y
Единиця вимірювання - кН*см



Завантаження 1
Мінімальне ухилення -1349.79
Максимальне ухилення 1464.88

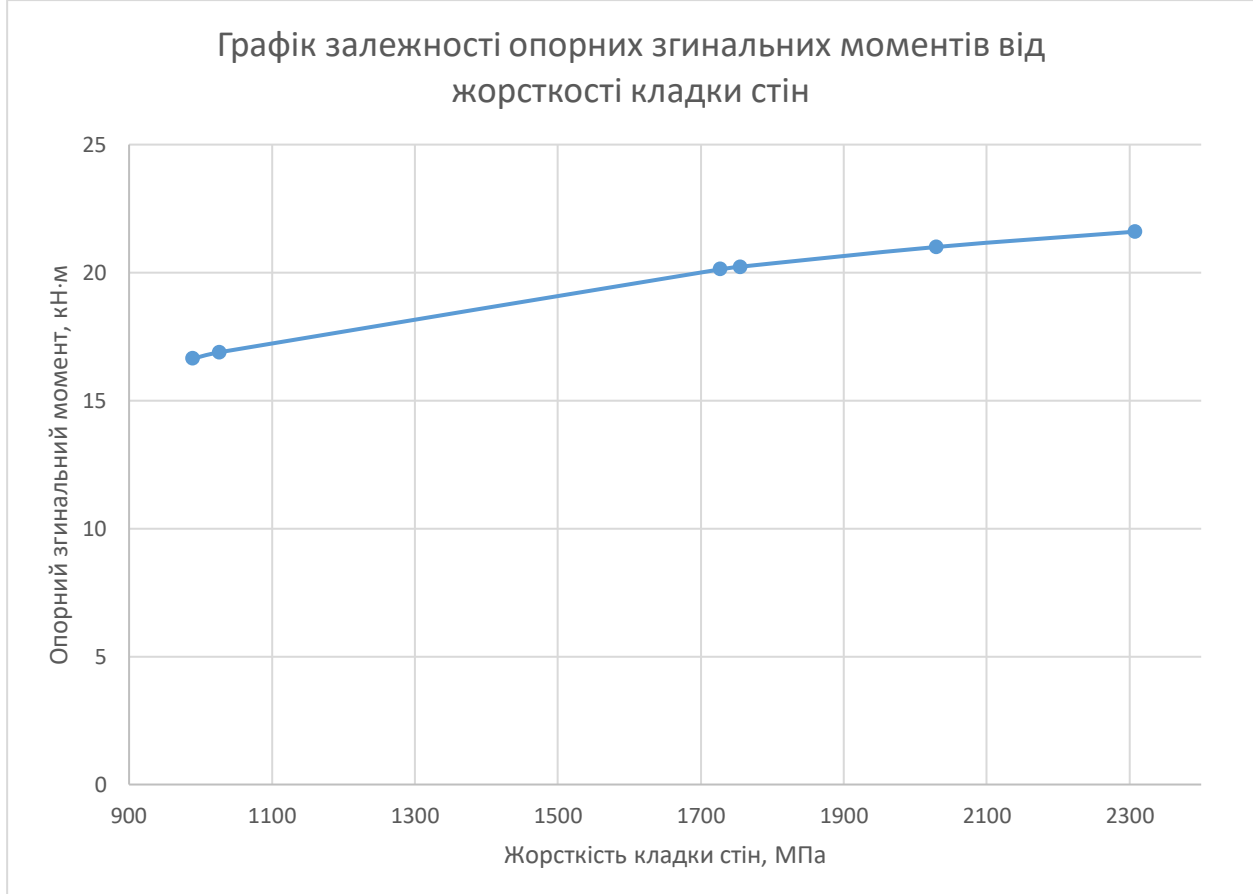
Рис. 20. Приклад епюри згинальних моментів в плиті.

									Лист
									60
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

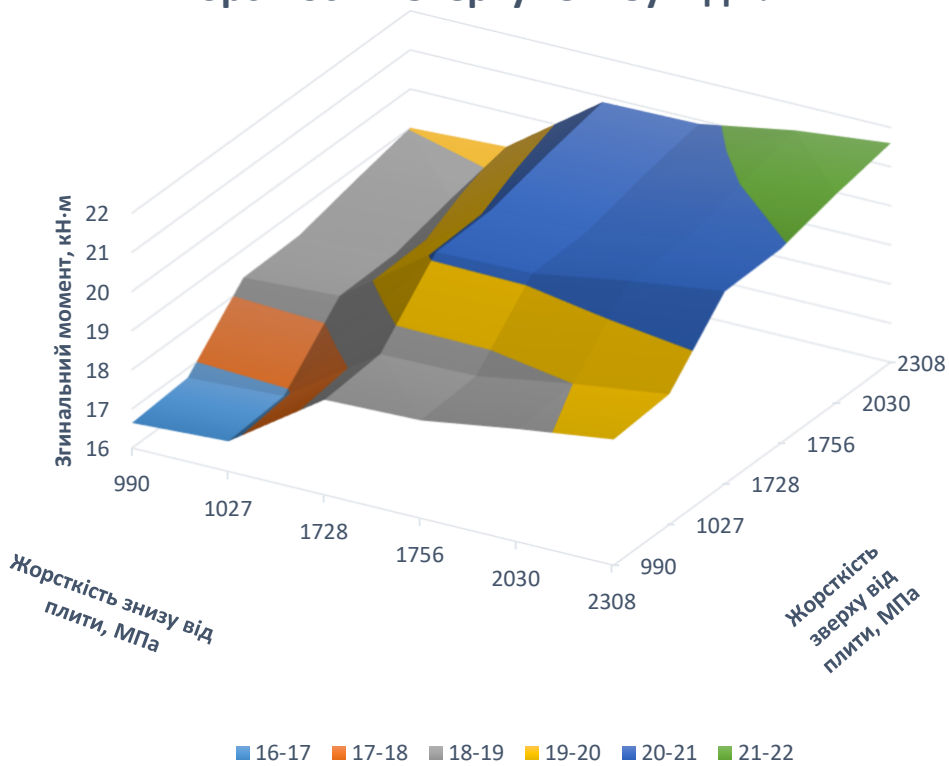
По-перше отримаємо величину і побудуємо графік залежності опорного моменту при однакових величинах модуля пружності кладки зверху і знизу від плити перекриття. При розрахунку модуль пружності будемо задавати в послідовності від мінімального до максимального. Результати розрахунку впишемо до таблиці, на основі чого побудуємо графік.

Таблиця 9. Величини опорних і прогонових згинальних моментів в залежності від жорсткості кладки стін.

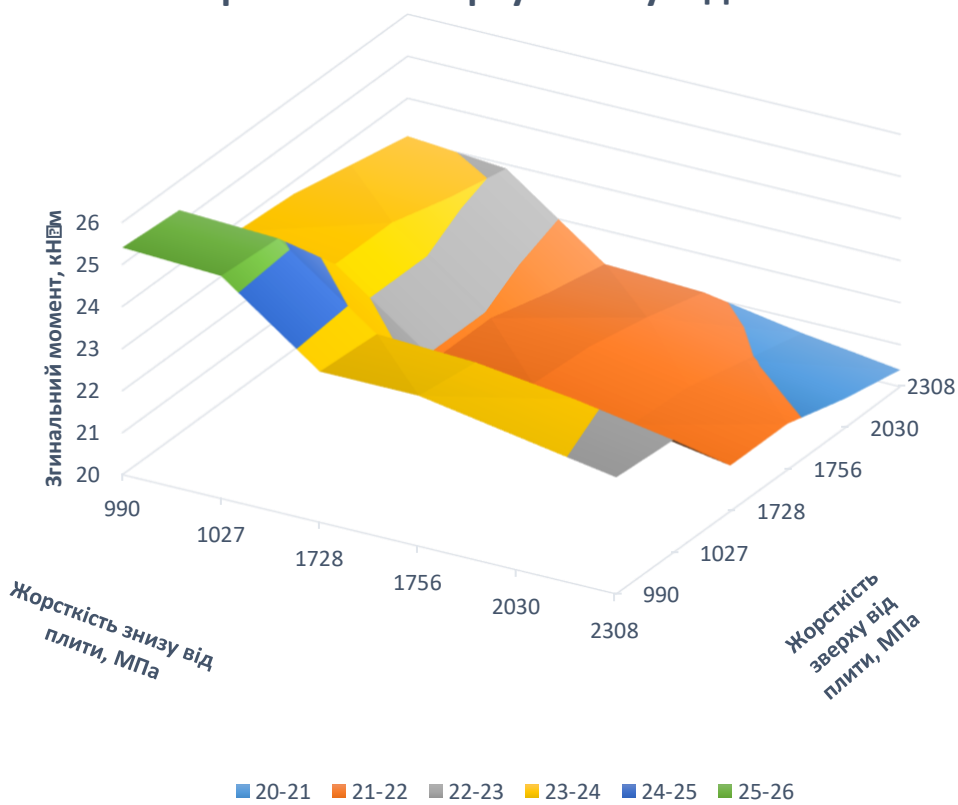
Довготривалий модуль пружності, $E_{long term}$, МПа	Опорний згинальний момент, $M_{оп}$, кН·м	Прогоновий згинальний момент, $M_{пр}$, кН·м
990	16,64	25,4
1027	16,89	25,2
1728	20,13	21,9
1756	20,23	21,8
2030	21	21,05
2308	21,6	20,4



Графік зміни опорного моменту при різних жорсткостях зверху і знизу від плити



Графік зміни прогонового моменту при різних жорсткостях зверху і знизу від плити



ВИСНОВОК

З отриманих графіків залежності опорного моменту від жорсткості площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення видно, що остання значною мірою впливає на опорний і прогоновий момент, що виникає в плиті перекриття. Так, при змінах жорсткості стіни в реальних діапазонах, величина опорного моменту зменшується в межах 25 %. При великих величинах модуля пружності матеріалу стіни величина опорного згинального моменту навіть може перевищувати величину прогонового згинального моменту.

Також на напружено-деформований стан опорного вузла плити перекриття оказує вплив різність жорсткості зверху і знизу від плити перекриття. При різних співвідношеннях жорсткості змінюється не лише опорний і прогоновий моменти в плиті, а і діаграми стиснення і розтягу в самій конструкції стіни.

										Лист
										64
<i>Зм.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>						

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Технологія та організація будівництва розроблена з урахуванням новітніх досягнень в будівельному виробництві й базується на принципах індустріалізації виробництва, вдосконалення методів та форм його організації.

Головним вважається наступне:

- підвищення збірності конструкцій та технологічного обладнання;
- впровадження поточних методів у будівництві;
- комплексна механізація будівельно-монтажних робіт;
- упровадження рекомендацій по використанню закінчених наукових досліджень в області удосконалення організації будівництва та технології виробництва будівельно-монтажних робіт, а також виконання основних вимог за науковою організацією праці.

Розробку розділу технології та організації будівництва проведено по періодах та стадіях.

3.1. Умови будівельного виробництва

Будівельний майданчик, відведений під забудову 9-поверхової житлової будівлі, розташований в м. Суми.

Існуюча інфраструктура земельної ділянки в межах будівельного майданчику дає можливість використовувати джерело електроенергії, води та каналізацію.

Розміщення робочих кадрів на період будівництва передбачається в тимчасових будівлях.

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста. Підвіз піску на буд майданчик проводиться з відстані 6 км. Відстань до найближчої залізничної станції 16 км, доставки залізобетонних конструкцій та бітуму - 5 км.

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

При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до

										Лист
										65
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розосереджений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічної карти.

Загальні положення

Дана технологічна карта розроблена на кладку зовнішніх і внутрішніх несучих стін, внутрішніх міжквартирних і міжкімнатних цегельних перегородок з монтажем перемичок над віконними й дверними прорізами, монтажем сходових маршів і майданчиків, монтажем плит перекриття баштовим краном при зведенні типового поверху надземної частини житлового будинку.

Несучі зовнішні стіни товщиною 510 мм виконуються з керамічної цегли й з облицюванням лицьовою цеглою, внутрішні несучі стіни товщиною 510 мм із керамічної цегли й керамічних каменів, перегородки товщиною 65 мм - з керамічної цегли, сходові марші й майданчика – збірні залізобетонні, міжповерхові перекриття - збірні із залізобетонних плит. Висота типового поверху – 2,8 м.

До складу робіт, розглянутих у карті, входять:

- подача будівельних матеріалів і виробів для кладки стін і монтажу збірних залізобетонних елементів, кладочного розчину баштовими краном КБ-503А на робочі місця мулярів;
- кладка несучих зовнішніх стін товщиною 510 мм із облицюванням і внутрішніх товщиною 510 мм цегельних стін, а також внутрішніх перегородок товщиною 65 мм;
- укладання збірних залізобетонних перемичок за допомогою баштового крана над віконними й дверними прорізами по ходу кам'яної кладки;
- монтаж сходових маршів і майданчиків за допомогою баштового крана над віконними й дверними прорізами по ходу кам'яної кладки;

										Лист
										66
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

- монтаж збірних залізобетонних плит перекриття паралельно з виконанням кам'яної кладки;
- установка, переміщення й розбирання інвентарного риштування за допомогою баштового крана.

До початку виконання кам'яних робіт на типовому поверсі кожної секції повинні бути виконані наступні роботи:

- повністю закінчені всі роботи з монтажу міжповерхових перекриттів, сходових маршів, блоків ліфтових шахт, вентиляційних блоків і сміттєпроводу нижче розташованих поверхів;
- виконане огороження ділянок міжповерхового перекриття, що підлягають замоноличиванню;
- доставлені й складовані на будівельному майданчику в зоні дії баштового крана всі необхідні матеріали й вироби (Рис. 3.1);

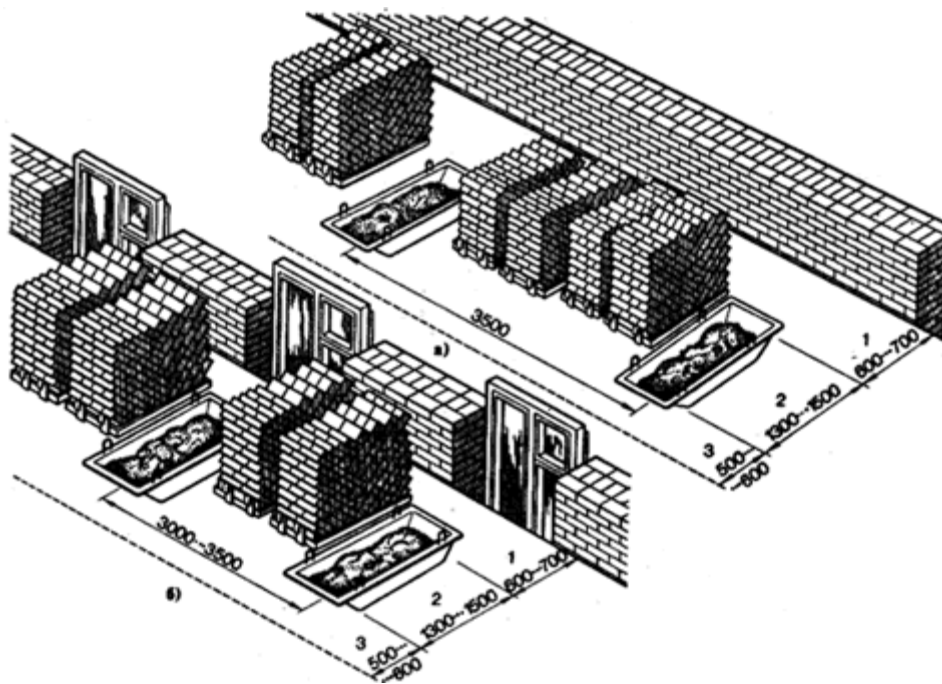


Рис. 3.1. Робочі місця мулярів

а- при кладці суцільних стін, б- при кладці стін із прорізами, зони:

1- робоча, 2- матеріалів, 3- транспортна

- підготовлені до роботи необхідні пристосування, реманент, засоби індивідуального захисту працюючих, засоби підмошування й інструменти;

- робітники й інженерно-технічні працівники, зайняті на кам'яних і супровідних монтажних роботах ознайомлені із проектом провадження робіт і навчені безпечним методам праці.

										<i>Лист</i>
										68
<i>Зм.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>						

Визначення обсягів робіт на типовому поверсі

Обсяги кам'яних, завантажувально-розвантажувальних і монтажних робіт при цегельній кладці зовнішніх, внутрішніх стін і перегородок з монтажем перемичок типового поверху представлені в Таблиця 3.1

Обсяги основних робіт при зведенні несучих зовнішніх, внутрішніх стін, перегородок, укладанню перемичок дверних і віконних прорізів, монтажі сходових маршів і майданчиків типового поверху

Таблиця 3.1. Обсяги виконання робіт при виконанні цегляної кладки

№ п/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Обсяг робіт
1	Кладка зовнішніх несучих стін товщиною 510 мм із керамічної цегли	м ³	121.09
2	Кладка внутрішніх несучих стін товщиною 510 мм із керамічної цегли	м ³	155.87
3	Кладка міжкімнатних перегородок товщиною 65 мм	м ²	144.73
4	Укладання збірних залізобетонних перемичок віконних і дверних прорізів баштовим краном	1 отвір	50
5	Подача піддонів з керамічною цеглою до 400 шт. на піддоні баштовим краном	1000 шт	109.5
6	Подача кладочного розчину в ящиках ємністю по 0,25 м баштовим краном	1 м ³	67.67
7	Установка, перестановка й розбирання інвентарного риштовання для кладки баштовим краном	10 м ³ кладки	28.64
8	Установка сходових маршів або укладання плит сходових майданчиків	шт	4
9	Установка елементів балконів і лоджій	шт	7
10	Установка об'ємних блоків ліфтових шахт	шт	1
11	Укладання плит перекриттів і покриттів	шт	11
12	Укладання плит перекриттів і покриттів	шт	56

Вказівки по прийманню, складуванні й зберіганню матеріалів і конструкцій

При прийманні будівельних матеріалів перевіряється наявність документів про якість (паспортів, сертифікатів, висновків і т.п.) і проводиться порівняння даних, представлених у них з результатами огляду, вимірів, а випадках сумнівів їх вірогідності, з даними лабораторних випробувань.

Цегла, застосовувана для кам'яної кладки, повинні відповідати ДСТУ на дані будівельні матеріали. Якість доставленої на поверх цегли у ході кладки перевіряється виконавцями робіт (мулярами) візуальним оглядом.

Збірні залізобетонні елементи не повинні мати відколів, тріщин, виступів металевої арматур на поверхню. На бічній поверхні незмивною фарбою повинно бути нанесене їхнє маркування.

Металева арматура, армируючі кладочні сітки й стрижні повинні бути без видимих ознак корозії.

Розчин, застосовуваний для кам'яної кладки, повинен мати рухливість не менш 7 см. У зимових умовах провадження робіт до складу кладочного розчину повинні вводитися домішки вапна й пластифікуючі хімічні домішки луку (ПМЩ) у кількості, що не перевищує 0,8 г на 1 кг цементу. У зимових умовах виробництва кам'яних робіт температура будівельного розчину на момент його відвантаження повинна бути не нижче + 25 °С, а на момент укладання в стіну - + 10 °С. При температурі зовнішнього повітря нижче -15 °С повинен застосовуватися розчин на одну марку вище проектної.

Забороняється застосовувати цеглу, камені керамічні, збірні залізобетонні елементи й товарний розчин, на які постачальником не представлені документи якості.

Пакети із цеглою й керамічними каменями складуються на піддонах у зоні дії баштового крана рядами із зазором між піддонами 100...120 мм. Через 3...4 ряду піддонів повинен бути залишений прохід шириною 0,7...1.0 м. Допускається зберігання пакетів із цеглою й каменями штабелями на прокладках, висотою штабеля не більш 2-х ярусів.

Збірні залізобетонні перемички складуються в штабелі на дерев'яних інвентарних підкладках і прокладках товщиною не менше 50 мм. Розміщення підкладок і прокладок повинне бути не більше 200мм від торців складованих виробів. Висота штабеля не повинна перевищувати більше трьох рядів по висоті.

Доставка кладочного розчину на об'єкт будівництва здійснюється автосамоскидами. З метою недопущення його розшаровування, подача розчину на

										Лист
										70
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

робоче місце мулярів баштовим краном здійснюється тільки після його перевантаження в ящики через шнековий агрегат для приймання, перемішування й видачі кладочного розчину із примусовим побудником. У зимових умовах провадження робіт повинен бути організоване електропідігрівання розчину на місці його перевантаження в ящики.

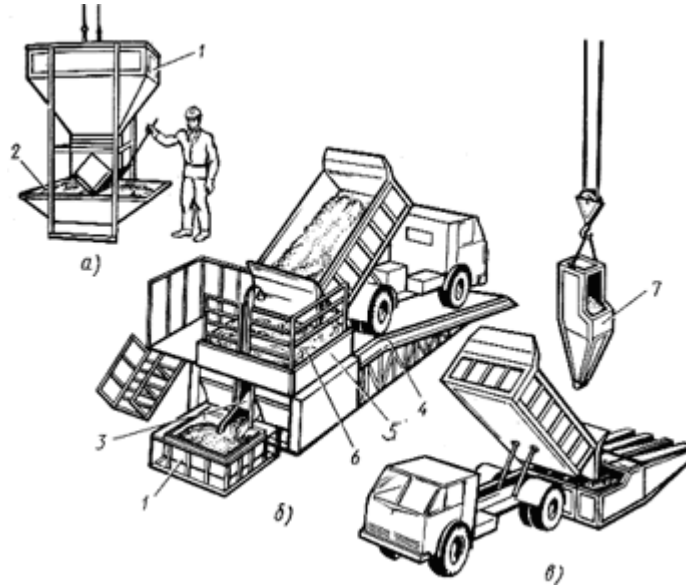


Рис. 3.2. Розподільчий бункер і перевантаження розчину

а - розподільчий бункер; б - перевантаження розчину з автосамоскида в розподільчий бункер; в - те ж, у поворотні бадді; 1 - розподільчий бункер; 2 - ящик для розчину; 3 - затвор для видачі розчину; 4 - естакада; 5 - змішувач; 6 - сітка змішувача; 7 - баддя

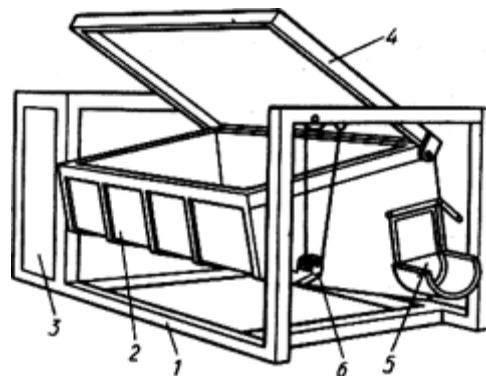


Рис. 3.3. Установка для приймання, перемішування й порціонної видачі розчину
1- рама, 2- ємність із гвинтом усередині для перемішування розчину, 3 - моторний відсік, 4- кришка, 5- секторний затвор для видачі розчину, 6- підвіска

Вказівки за технологією виконання робіт

При виконанні робіт по цегельній кладці будинок розбивається на захватки, а захватки на ділянки залежно від кількості ланок. Цегельна кладка поверху, по висоті, розбивається на яруси висотою не більш 1,2 м.

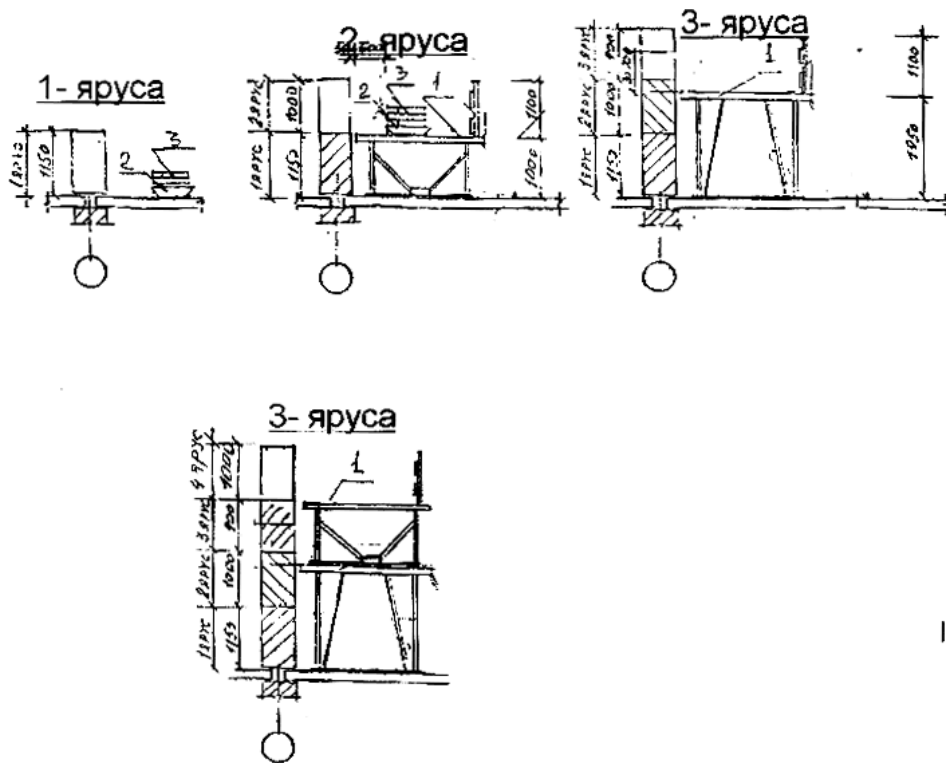


Рис. 3.4. Схема організації цегельної кладки внутрішніх стін по ярусах:

1- подмости; 2- ящик з розчином; 3- піддон із цеглою

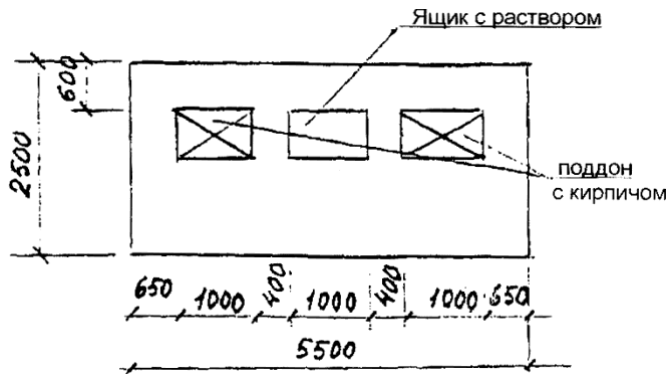


Рис. 3.5. Схема завантаження риштування при експлуатації

Перший ярус виконується безпосередньо з настилу перекриття. Наступні ярусу викладаються із шарнірнопанельних риштувань ППУ-4. При кладці стін і перегородок на висоту 0,7 м від робочого настилу й відстані від його рівня за стіною

до поверхні землі (перекриття) більш 1,3м робітники зобов'язано застосовувати запобіжні пояси.

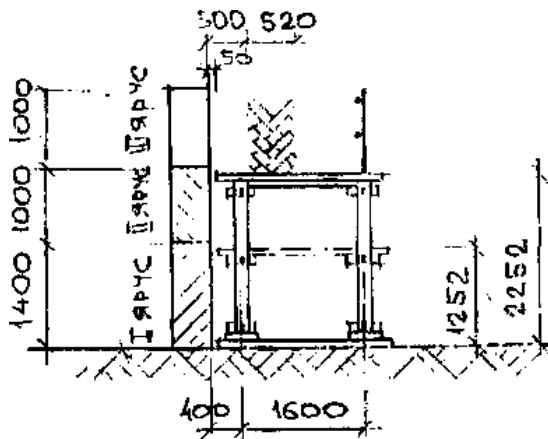
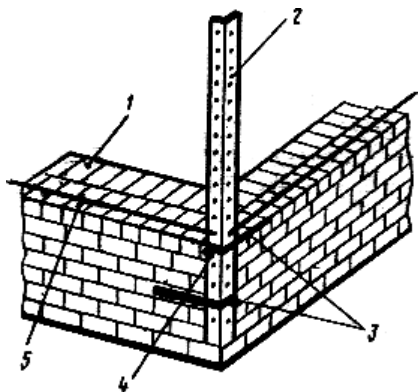


Рис. 3.6. Схема кладки по висоті з металевих трубчастих безболтових лісів

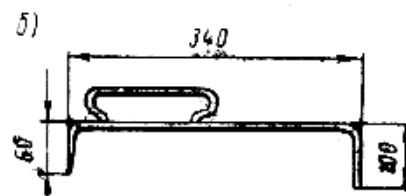
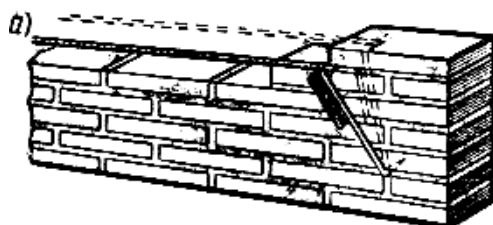
Монтаж збірних конструкцій ведеться паралельно із цегельною кладкою згідно. Збірні з/б перемички кладуть по ходу кладки. Також під час кладки проводиться облицювання різним лицювальними матеріалами із кріпленням їх у кладці за допомогою дроту, скоб, анкерів.

Процес цегельної кладки складається з наступних операцій:

- установка порядовок;



- установка й перестановка причалки;



- подача цегли й розкладка його по стіні;

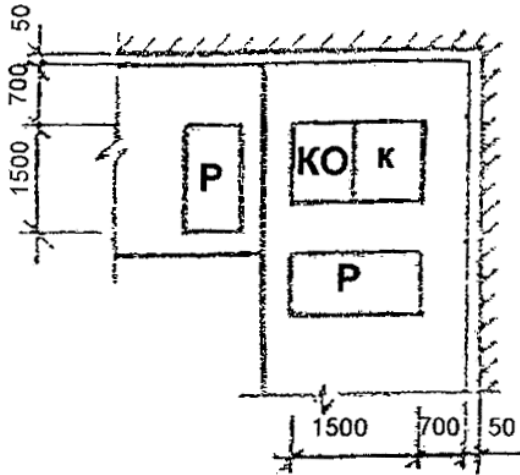
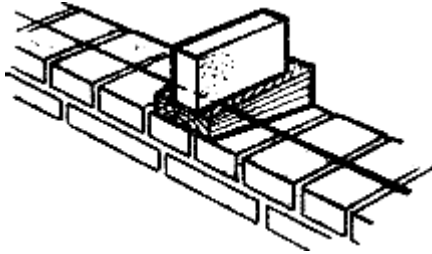
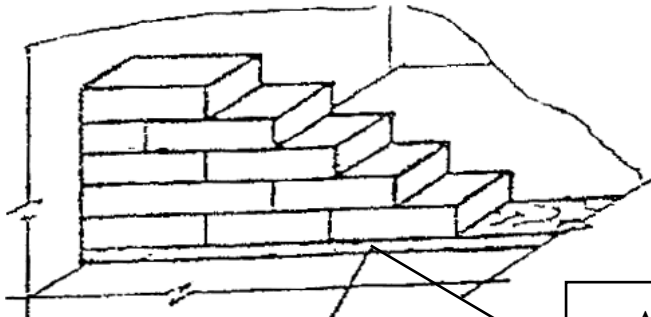


Рис. 3.7. Схема розкладки матеріалів при кладці кута

- установка маяків;



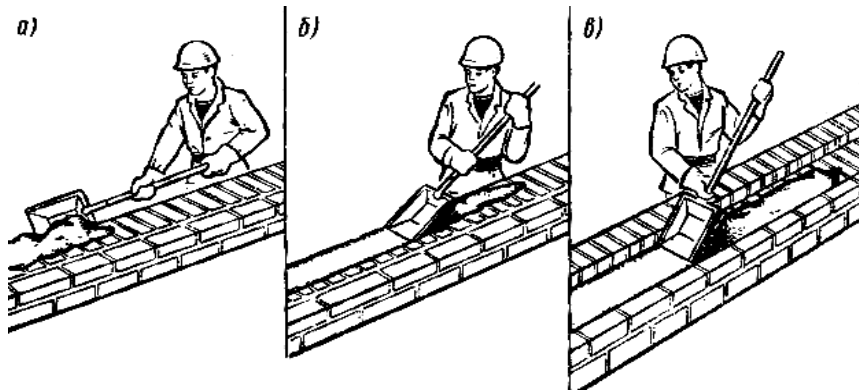
- установка маякової цегли



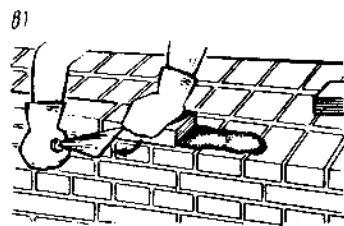
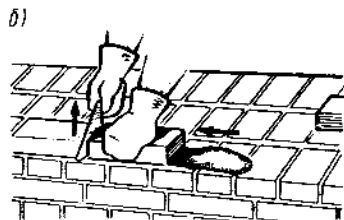
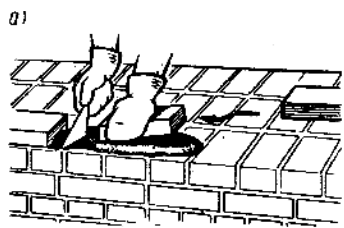
Антисептована дошка

Рис. 3.8. Влаштування маяків при кладці перегородок

- перелопачування, подача, розстеляння й розрівнювання розчину на стіні;

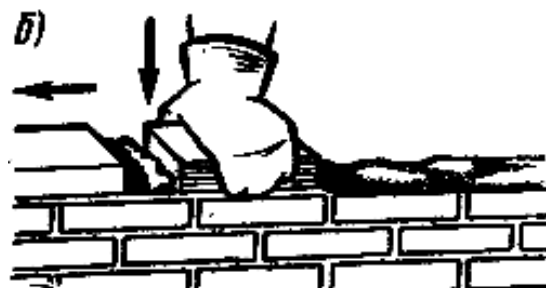
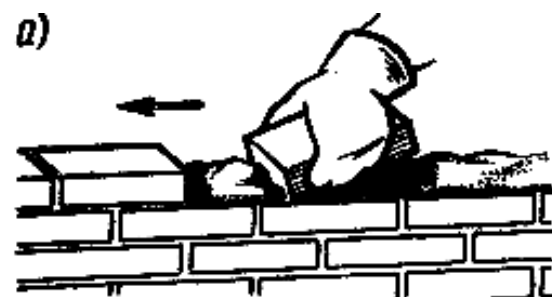


- укладання цегли у конструкцію (у верстові ряди, у забудку);



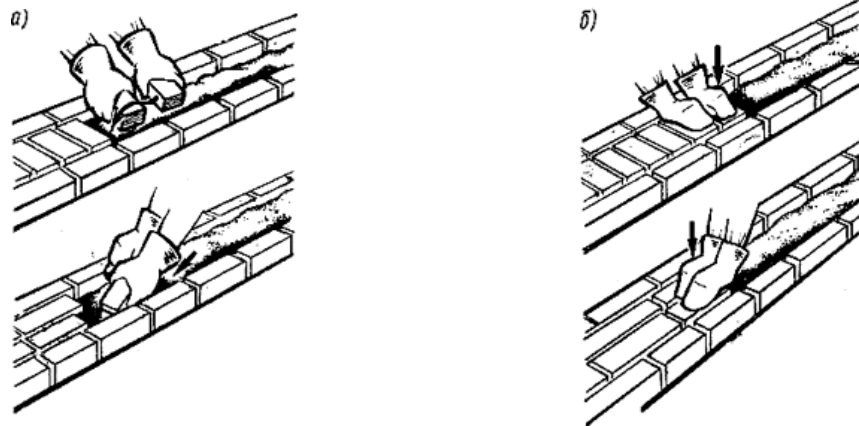
Укладання цегли способом:

а - початок роботи; б - посадка цегли на місце; в - підрізування розчину



Кладка цегли способом вприсик:

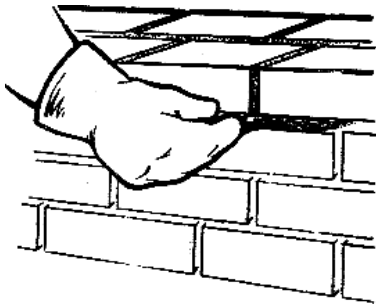
а - початок роботи; б - посадка цегли на місце



Кладка забутовки:

а - початок роботи; б - посадка цегли на місце

- розшивка швів (при кладці під розшивку);



- перевірка правильності кладки;

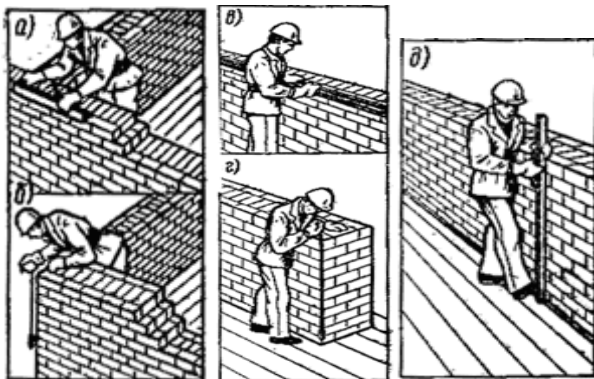


Рис. 3.9. Приймання перевірка правильності кладки

а - кута косинцем; б - вертикальності кута виском; в - горизонтальності стіни правилом з рівнем); г - вертикальності прогину виском; д - вертикальності стіни правилом з рівнем);

- рубання цегли (у міру потреби)
- укладання збірних залізобетонних сходових маршів і майданчиків по ходу виконання кладки;

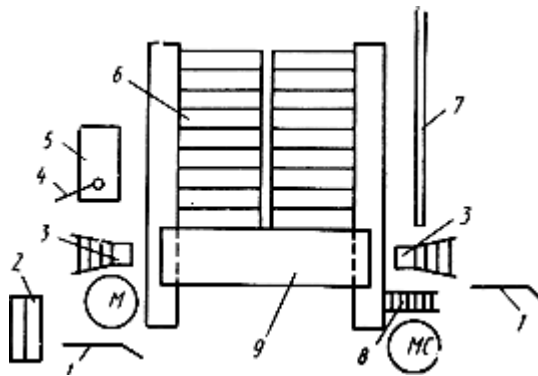


Рис. 3.10. Схема організації робочого місця при монтажі сходових майданчиків і сходових маршів

МС- робоче місце робітника, що виконує монтажні роботи, старшого в ланці,

М- робоче місце робітника, що виконує монтажні роботи,

1- монтажний лом, 2 -ящик з ручним інструментом, 3- майданчик для зварника й монтажника, 4- розчинна лопата, 5- ящик-контейнер з розчином, 6- сходові марші, 7 -шаблон для вивірки майданчика, 8- сходи для підйому на наступний поверх, 9- майданчик, що монтується.

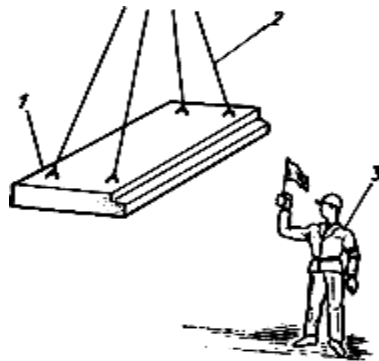


Рис. 3.11. Схема підйому майданчику

1- майданчик, 2 -універсальний вантажозахватний пристрій, 3- робітник, що виконує такелажні роботи.

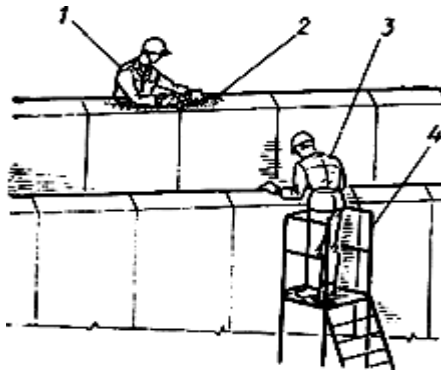


Рис. 3.12. Схема підготовки місця установки сходового майданчика

1- робітник, що виконує монтажні роботи, 2 -розчинна постіль, 3- робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці, 4- майданчик для зварника й монтажника.

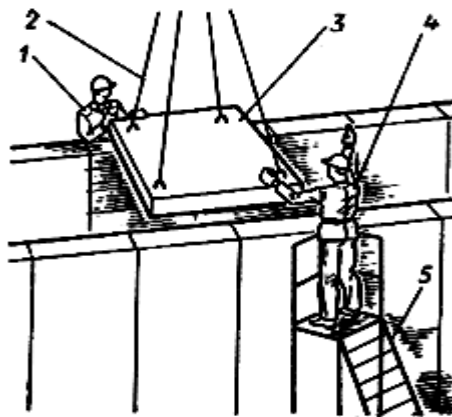


Рис. 3.13. Схема укладання сходового майданчика

1- робітник, що виконує монтажні роботи, 2 -чотиригілковий строп, 3- майданчик, що монтується, 4- робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці, 5- майданчик для зварника й монтажника.

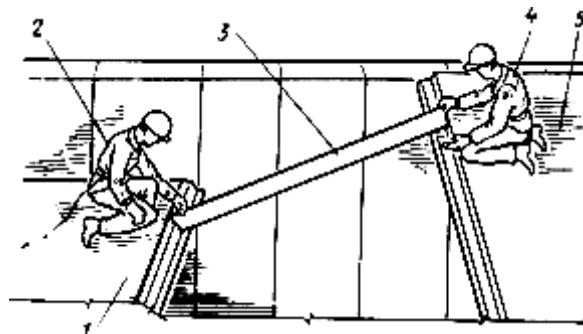


Рис. 3.14. Схема вивірки сходового майданчика

1- нижній майданчик, 2 - робітник, що виконує монтажні роботи, 3- шаблон для вивірки майданчика, 4- робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці, 5- майданчик, що монтується.

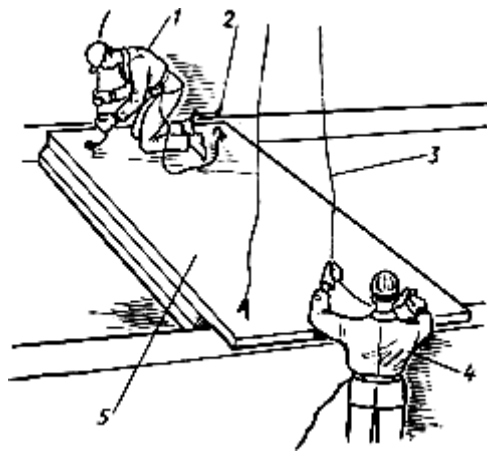


Рис. 3.15. Схема розстроповки сходового майданчика

1- робітник, що виконує монтажні роботи, 2 -сходи на верхній поверх, 3- строп, 4- робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці, 5- майданчик.

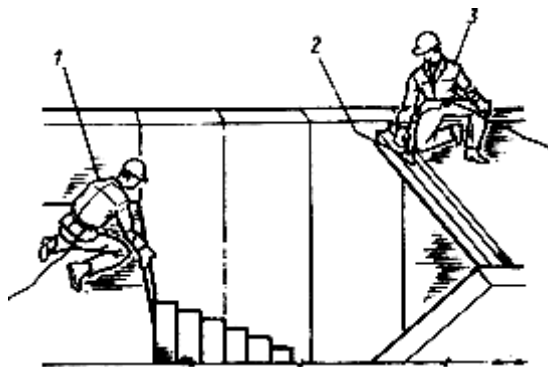


Рис. 3.16. Схема підготовки місця установки сходового маршу

1- робітник, що виконує монтажні роботи, 2 -кельма, 3- робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці.

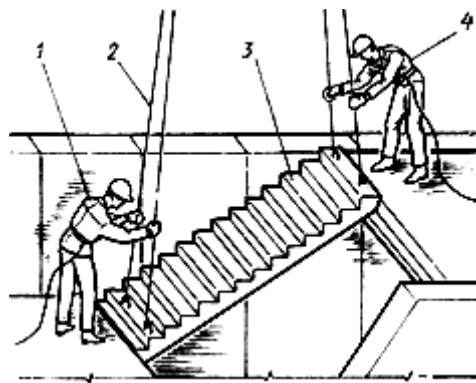


Рис. 3.17. Схема установки сходового маршу

1- робітник, що виконує монтажні роботи, 2 -чотиригілковий строп із двома вкороченими галузями, 3- установлюваний сходовий марш, 4- робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці.

Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата

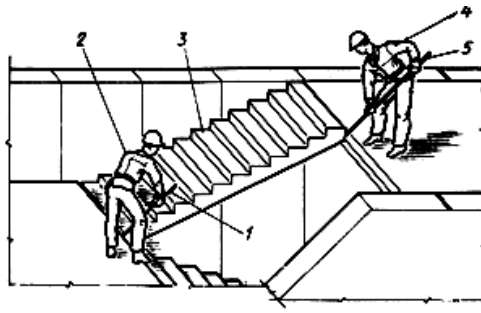


Рис. 3.18. Схема вивірки сходового маршу

1, 5- монтажний лом, 2 -робітник, що виконує монтажні роботи, 3- сходовий марш, 4- робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці.

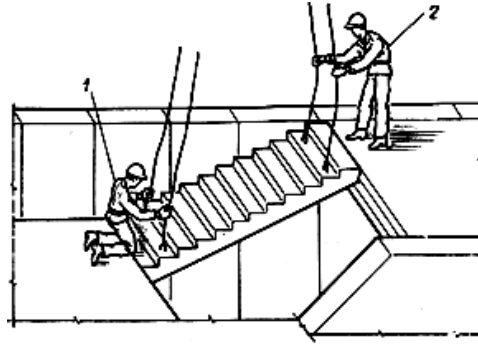


Рис. 3.19. Схема розструповки сходового маршу

1 - робітник, що виконує монтажні роботи монтажний лом, 2 -робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці.

- монтаж плит перекриття паралельно з виконанням цегельної кладки.

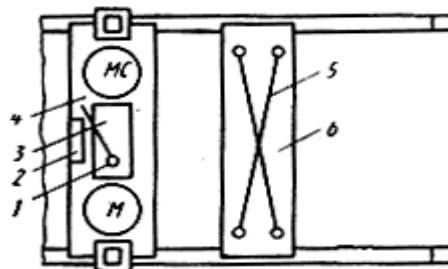


Рис. 3.20. Схема організації робочого місця при монтажі панелі перекриття

МС- робоче місце робітника, що виконує монтажні роботи, старшого у ланці,

М- робоче місце робітника, що виконує монтажні роботи,

1- розчинна лопата, 2 -ящик з ручним інструментом, 3- ящик-контейнер з розчином, 4- змонтована панель, 5- чотиригілковий строп, 6- панель, що монтується.

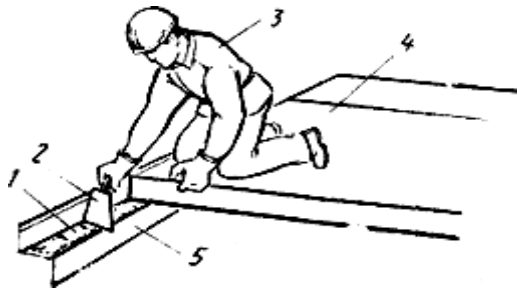


Рис. 3.21. Підготовка місця установки панелі

1- розчинна постіль, 2 -кельма, 3- робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці, 4- змонтована панель, 5 -ригель.

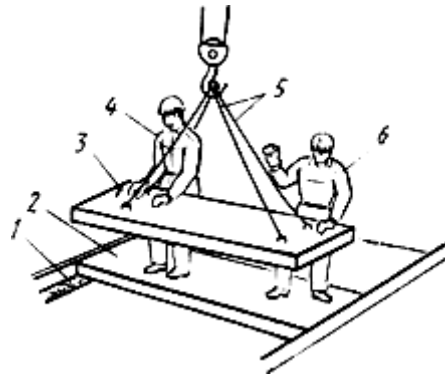


Рис. 3.22. Установка панелі

1- розчинна постіль, 2 -установлена панель, 3- панель, що монтується, 4- робітник, що виконує монтажні роботи, 5 -строп, 6 -робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці.

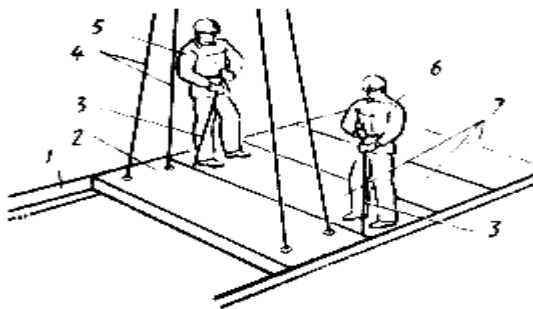


Рис. 3.23. Вивірка панелі

1- ригель, 2 – панель, що монтується, 3- монтажний лом, 4- чотиригілковий строп, 5 -робітник, що виконує монтажні роботи, старший у ланці, 6 -робітник, що виконує монтажні роботи, 7 -змонтовані панелі.

Матеріально-технічні ресурси

Ефективне і якісне виконання робіт зі зведення кам'яної кладки передбачає використання спеціального інструмента, пристосувань і реманенту.

Інструмент включає виробничий інструмент муляра й контрольно-вимірювальний інструмент.

До *основного виробничого інструменту* відносяться кельма, молоток-кірочка, розчинна лопата, розшивка.

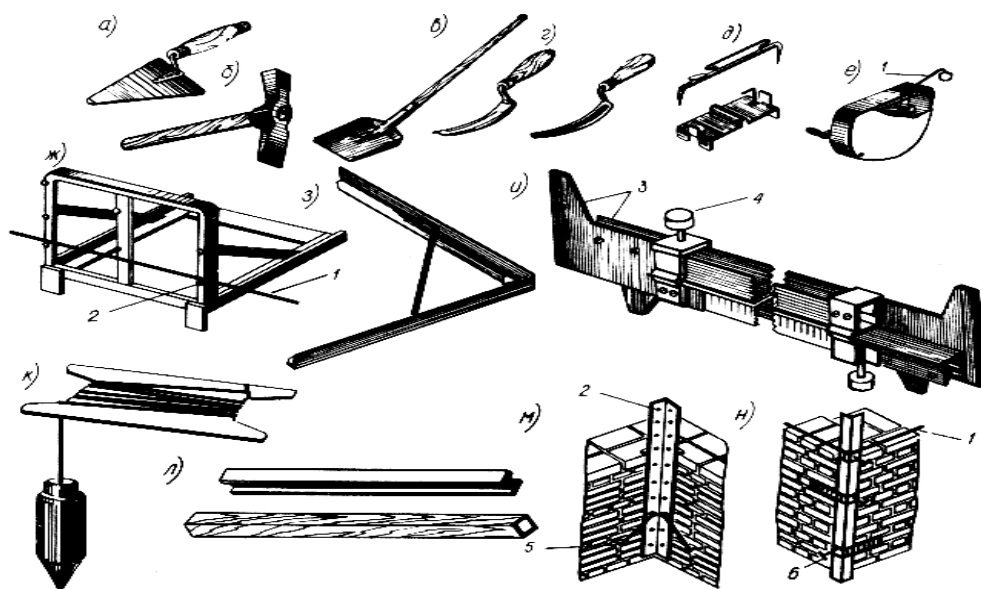


Рис. 3.24. Виробничий інструмент і пристосування

а - кельма; *б* - молоток-кірочка; *в-в* - розчинна лопата; *г-г* - розшивка ввігнута й опукла; *д* - причальні скоби; *е* - причальний шнур у корпусі; *ж* - проміжний маяк; *з* - кутовий шаблон; *і* - шаблон із двох лінійок; *до-к* - висок; *л* - правило; *м-м* - порядковка для внутрішніх кутів; *н* - порядковка для зовнішніх кутів; *1* - причальний шнур; *2* - фіксатор; *3* - розсувні лінійки; *4* - притискний гвинт; *5* - гаки-тримачі; *6* - скоба із гвинтовим

Для перевірки якості кладки використовують *контрольно-вимірювальний інструмент* - складаний метр, рулетка, рівень і шаблон.

Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата

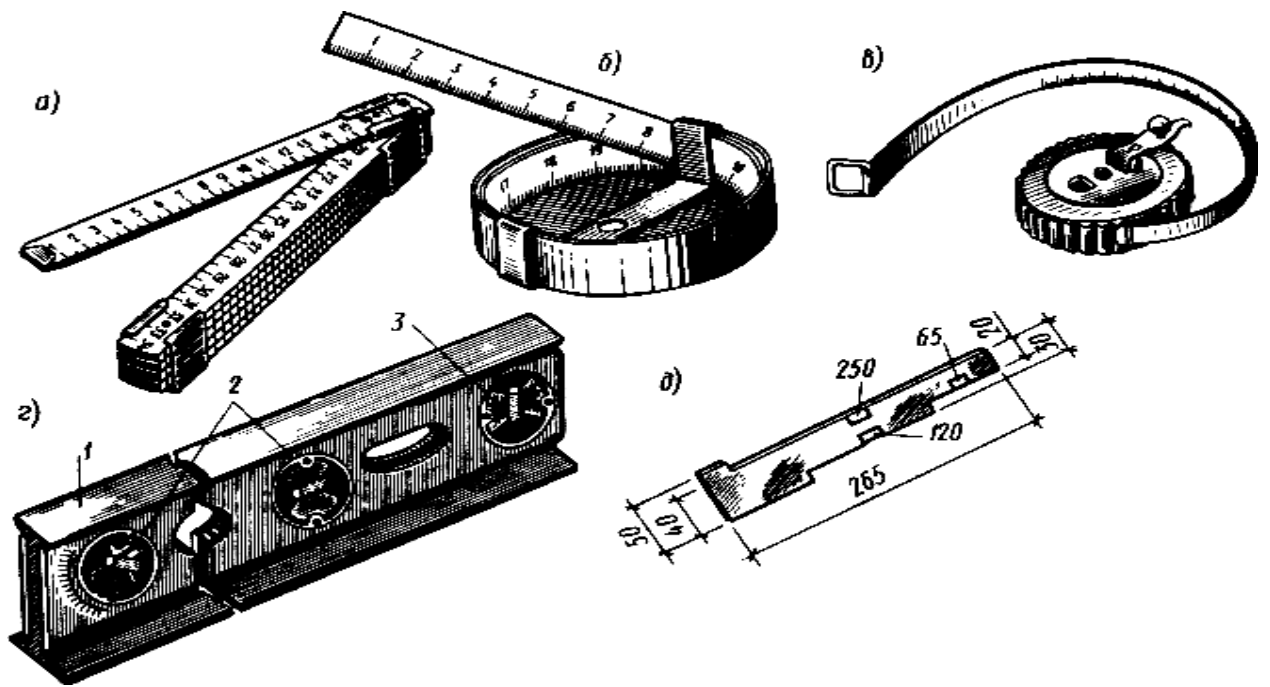


Рис. 3.25. Контрольно-вимірювальний інструмент

а-а- складаний метр; б-б- рулетка довжиною 2 м; в-в- рулетка довжиною 20 м; з-з- рівень; д-д- шаблон для сортування цегли й каменів; 1 - корпус; 2- ампули; 3- кришка

Правила техніки безпеки

При виконанні цегляної кладки

При виробництві кам'яних робіт виконувати вимоги СНиП II 3.03.01- 87, СНиП 12-03-2001 час1; СНиП 12-04-2002 час2, Проекту провадження робіт і посадових інструкцій

Забороняється залишати на стінах непокладені стінові матеріали, інструмент, будівельне сміття,

Не допускається кладка стін будинку на висоту більш двох поверхів без пристрою міжповерхових перекриттів.

При кладці стін із внутрішнього риштування обов'язкова установка захисних козирків по всім периметру будинку згідно СНиП 12-04-2002 час2. Робітники при установці й знятті козирків повинні працювати із запобіжними поясами.

Над входом у сходові клітки необхідно встановити навіси розміром 2,0×2,0м

									Лист
									83
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

Забороняється перебування людей на поверхах нижче того, на яким проводяться будівельно-монтажні роботи (на одній захватці), а також у зоні переміщення вантажу краном.

Зони, небезпечні для руху людей під час цегельної кладки повинні бути обгороджені й позначені добре видимими попереджувальними знаками.

Робочі місця обладнати необхідними огороженнями й запобіжними пристроями. Усі отвори в перекриттях, до яких можливий доступ людей, повинні бути закриті суцільним міцним настилом або мати огороження по всім периметру висотою 1,1м. Відкриті прорізи в стінах захищаються суцільним захисним огороженням. Отвору ліфтових шахт повинні бути перекриті щитами з дошок $\delta = 50\text{мм}$. Шахта між сходовими маршами повинна бути перекрита щитами, а марші обгороджені.

При кладці простінків використовувати інвентарні тимчасові огороження й працювати в закріплених запобіжних поясах.

Підйом на подмості й спуск із них проводиться по інвентарних сходах.

Проміжки більш 0,1м між риштуванням і настилами лісів закривати щитами, конструкція яких виключає можливість їх зрушення.

При провадженні робіт по цегельній кладці в темний час доби робоче місце муляра повинне бути освітлене згідно з нормами.

При монтажі сходових маршів і майданчиків

Монтаж сходових майданчиків і сходових маршів (конструкцій) в основному роблять на висоті більш 5 м у досить небезпечних умовах.

Висотними роботами є операції, включаючи переходи по конструкціях, виконувані на висоті більш 5 м від землі або робочого майданчика, безпосередньо з конструкцій або встаткування. При виконанні цих робіт повинні особливо ретельно дотримуватися правила техніки безпеки.

Техніка безпеки - це система приймань праці, технічних засобів і профілактичних заходів, що забезпечують безпеку провадження робіт. Основні правила й вимоги техніки безпеки викладені в СНиП «Техніка безпеки в будівництві» (частина 1 і частина 2) і в ГОСТ 36 100 3 04 85 "Система стандартів

										Лист
										84
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

безпеки праці Монтаж металевих і зборень, залізобетонних конструкцій. Вимоги безпеки" Усі працюючі на монтажі конструкцій зобов'язані знати і виконувати правила й вимоги техніки безпеки.

До самостійних монтажних робіт допускають робітників не молодше 18 років і не старше 60, що пройшли медогляд роботи, що й мають стаж, не менш року й тарифний розряд не нижче 3-го. Усі робітники при вступі на роботу повинні пройти навчання безпечним методам провадження робіт. По закінченню навчання щорічно проводиться перевірка знань техніки безпеки із записом у журналі й видачею посвідчення

Перед допуском до роботи, а також у процесі виконання нових робіт робітники повинні пройти інструктаж з техніки безпеки й одержати вказівки по виконанню операцій. Повторний інструктаж проводять для всіх робітників не рідше 2 раз у рік.

Робітники, що вперше допускаються до монтажних робіт, протягом одного року повинні працювати під наглядом досвідчених робітників і до самостійних верхолазних робіт не допускаються

Основні фактори, що забезпечують безпеку виконання монтажних робіт:

- точне виконання технології й організації робіт до вимог техніки безпеки, розроблених у проекті провадження робіт, затвердженого для виконання керівництвом монтажних робіт Проект повинен бути пророблений з монтажниками,
- організація робочих місць і умов безпечної роботи,
- забезпечення монтажників засобами особистої безпеки й контроль над їхнім використанням, повна готовність монтажного майданчика до початку робіт - забезпечення необхідним устаткуванням, пристосуваннями, допоміжними матеріалами й необхідним запасом якісних конструкцій, а також побутовими приміщеннями,
- при сполученні робіт з роботами інших організацій повинні бути розроблені заходи щодо техніки безпеки графіки, що включають, сполучених робіт і механізмів, які повинні строго виконуватися.

Усі роботи на висоті, а також переходи по конструкціях верхолази зобов'язано виконувати, закріпившись карабіном фала запобіжного пояса за змонтовані конструкції, приварені скоби або натягнуті страховочні канати. Кожний запобіжний пояс повинен бути випробуваний, про що повинна бути зроблений запис у паспорті пояса. Пояса оглядають не рідше 1 рази в 15 днів. Дані про випробування на оглядах затягають у спеціальний журнал.

При монтажі плит перекриття

При організації робіт з монтажу конструкцій необхідно строго стежити за проведенням усіх заходів щодо охорони праці, тому що ці роботи, що полягають у переміщенні важких і великогабаритних елементів у просторі й пов'язані із частим знаходженням монтажників на великій висоті, можуть при порушенні правил техніки безпеки приводити до важкого виробничого травматизму. У проекті виробництва монтажних робіт передбачається організація робочих місць, методи й послідовність виконання технологічних операцій, що забезпечують безпеку робітників.

Постійний контроль над справним технічним станом монтажних механізмів і виконанням монтажних робіт здійснюється в будівельних організаціях призначеними наказом відповідальними особами із числа інженерно-технічних працівників відповідної до кваліфікації. Звичайно відповідальним за експлуатацію кранів призначають інженера з відділу головного механіка або управління механізації робіт. Відповідальних за виконання вантажно-розвантажувальних і монтажних робіт на кожному об'єкті або майданчику призначають із числа майстрів або виконавців робіт.

Комплектуючи бригади, слід мати у виді, що до самостійних монтажних робіт на висоті більш 5 м допускаються робітники не молодше 18 років, що мають кваліфікацію монтажника не нижче третього розряду, стаж верхолазних робіт не менш року й минулі медичний огляд. Монтажники, що не мають зазначеного стажу верхолазних робіт, протягом року допускаються до робіт на висоті тільки під керівництвом робітників більш високих розрядів, призначених наказом начальника будівельної організації.

										Лист
										86
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

При організації робіт у багатоповерхових будинках не можна допускати знаходження людей на поверхах (ярусах), над якими ведеться монтаж. Переміщення й монтаж елементів над перекриттями, під якими перебувають робітники, допускаються лише при зведенні односекційних будинків при наявності між об'єктами монтажних і інших будівельних робіт декількох надійних перекриттів, розрахованих на дію ударних навантажень після розробки спеціальних заходів безпеки й письмового розпорядження головного інженера будівельної організації. Крім того, вони ведуться при постійній присутності осіб, відповідальних за безпечне виробництво монтажних робіт.

Для підйому й спуска, робітників при будівництві будинків і споруджень висотою більш 25 м необхідно застосовувати підйомники й або ліфти. Сходи (скоби) для підйому робітників на висоту більш 5 м обладнуються пристроями для закріплення запобіжного пояса або металевими дугами з вертикальними зв'язками. Підйом робітників по навісних сходах на висоту більш 10 м допускається за умови встаткування майданчиків відпочинку через 10 м по висоті.

Розміщаючи кранове встаткування, визначають небезпечну зону при роботі крану. Розміри її дорівнюють вильоту стріли крана плюс 7 м при висоті підйому гака до 20 м і плюс 10 м при висоті підйому гака в межах 20-100 м. Границі небезпечної зони позначають попереджувальними знаками або обгороджують. При проектуванні графіка монтажних робіт ураховують можливі погодні умови, тому що монтажні роботи ведуть при силі вітру до 6 балів (монтаж панелей без прорізів - при силі вітру до 5 балів) і припиняють під час ожеледі, грози сильного снігопаду й дощу.

У ході монтажу здійснюється сигналізація й зв'язок між машиністом і монтажниками, між будівельним майданчиком і складом конструкцій. Сигнали машиністові червоним прапорцем або рукою, користуючись умовним кодом, подають тільки ланковий і стропальщики. У стропальщиків повинні бути червоні нарукавні пов'язки. Якщо машиніст не бачить монтажної зони, необхідно використовувати засоби зв'язку. Дублювання сигналів проміжними сигнальниками не допускається. Великий ефект дає застосування радіотелефонного зв'язку на

										Лист
										87
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Таблиця 3.2. Калькуляція трудових витрат на основні роботи при зведенні зовнішніх і внутрішніх несучих стін, перегородок, монтажі збірних залізобетонних конструкцій типового поверху

№ п/п	Обґрунтування	Найменування робіт	Одиниця виміру	Склад бригади	Обсяг робіт	Норма часу на одиницю виміру чол.-год	Витрати праці на загальний обсяг робіт, чіл.- дн.
1	ЕНиР § 3-3 Б Зв	Кладка зовнішніх несучих стін товщиною 510 мм із керамічної цегли	м³	Муляри 5р-1; 4р-1; 3р-2	121.09	5.6	84.76
2	ЕНиР § 3-3 А 5б	Кладка внутрішніх несучих стін товщиною 510 мм із керамічної цегли	м³	Муляри 5р-1; 4р-1; 3р-2	155.87	2.8	54.55
3	ЕНиР § 3-12 №1	Кладка межкімнатних перегородок товщиною 65 мм із керамічної цегли	м²	Муляри 5р-1; 4р-1; 3р-2	144.73	0.53	9.59
4	ЕНиР § 3-16 1	Укладка збірних залізобетонних перемичок віконних и дверних отворів баштовим краном	1 отвір	Муляри 5р-1; 4р-1; 3р-2	50	0.45	2.81
5	ЕНиР §1-7 №4 а, б	Подача піддонів з керамічної цегли до 400 шт. на піддоні баштовим краном	1000 шт	Такелажник 2р-2	109.5	0.44	6.02
6	ЕНиР §1-7 №13 а, б	Подача кладкового розчину в ящиках ємністю по 0,25 м³ баштовим краном	1 м³	Такелажник 2р-2	67.67	0.134	1.13

7	ЕНир §3 -20 табл.2 № 4 а, б	Установка, перестановка і розборка інвентарних подмостей для кладки баштовим краном	10 м ³ кладки	Тесля 4р-1; 2р- 2	28.64	1.14	4.08	
8	ЕНир § 4-1-10 №8	Установка сходових маршів або укладка плит сходових площадок	шт	Монтажник 4р- 2; 3р-1; 2р-1	4	1.4	0.7	
9	ЕНир § 4-1-12 №1	Установка елементів балконів и лоджій	шт	Монтажник 4р- 2; 3р-1; 2р-1	7	2	1.75	
10	ЕНир § 4-1-15 №1	Установка об'ємних блоків ліфтових шахт	шт	Монтажник 4р- 2; 3р-1; 2р-1	1	1.1	0.14	
11	ЕНир § 4-1-7 №2	Укладка плит перекриття і покриття площею до 5 м ²	шт	Монтажник 4р- 2; 3р-1; 2р-1	11	0.56	0.77	
12	ЕНир § 4-1-7 №3	Укладка плит перекриття і покриття площею до 10 м ²	шт	Монтажник 4р- 2; 3р-1; 2р-1	56	0.72	5.04	
13	ЕНир § 4-1-26 №3	Заливка швів плит перекриття	100 м шва	Монтажник 4р- 2; 3р-1; 2р-1	3.36	4	1.68	
Разом							173.02	

ЛІТЕРАТУРА

1. Блажко В. П. О применении многопустотных плит безопалубочного формирования в панельных и каркасных зданиях / В.П. Блажко. // Жилищное строительство. – 2013. – №10. – С. 7–10.
2. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. На заміну ДБН Б.2.2-12:2018 ; чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 177 с.
3. ДБН Б.2.2-5:2011. Благоустрій територій. На заміну СНиП III-10-75 ; чинний від 2012-09-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2012. 43 с.
4. ДСТУ ГОСТ 7.1:2006. 4. Система стандартів по інформації, бібліотечному и издательскому делу. Библиографическая запись. Библиографическое описание. На заміну ГОСТ 7.1-84, ГОСТ 7.16-79, ГОСТ 7.18-79, ГОСТ 7.34-81, ГОСТ 7.40-82 ; чинний від 2007-07-01. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2007. 47 с.
5. ДСТУ 3008:2015. Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлювання. На заміну ДСТУ 3008-95 ; чинний від 2017-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2016. 32 с.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. На заміну Уведено вперше ; чинний від 2011-06-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.
7. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. На заміну СНиП 2.03.01-84* ; чинний від 2009-12-24. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
8. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. На заміну СНиП II-22-81 ; чинний від 2011-09-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2011. 97 с.

Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата	

9. Лазовский А.Д. Особенности работы многопустотных плит перекрытий безопалубочного формования с платформенными стыками / А.Д. Лазовский // Вестник полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. Строительные конструкции. – 2013. – № 16. – С. 45-50
10. Особенности внедрения железобетонных многопустотных предварительно напряженных плит перекрытий безопалубочного стендового формования / [В. С. Шмуклер, Е. Г. Стоянов, О. М. Пустовойтова та ін.]. // Комунальне господарство міст. – 2014. – №114. – С. 22–31.
11. Азізов Т.Н. Метод стрижневих кінцевих елементів для розрахунку плит. // В зб. "Проблеми теорії і практики будівництва". – Том 1. – Львів: Львівська політехніка., 1997. – С. 3-5.
12. Рабинович Р.И., Богданов А.А., Карповский М.Г. Комбинированные перекрытия с применением стальных профилированных листов для тяжелых нагрузок // Бетон и железобетон. – 1984. – №11. – С. 10-12.
13. Allen, J. and O. Rosenfeld (2010). Social Housing Policies and Ethnic Minorities in the UK: Developing an Ethnically Sensitive Approach. In Immigrant Integration Policies and Housing Policies: The Hidden Links. I. Ponzio (ed.). Torino: Forum of International and European Research on Immigration (FIERI). С текстом можно ознакомиться по адресу: <http://fier.i.it/2011/03/16/immigrant-integration-policies-and-housing-policies-the-hidden-links/>
14. Peppercorn, I. and C. Taffin (2013). Rental Housing: Lessons from International Experience and Policies for Emerging Markets. Washington D.C.: The World Bank. С текстом можно ознакомиться по адресу: <http://elibrary.worldbank.org/doi/abs/10.1596/978-0-8213-9655-1>.