

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри

будівництва

Бакулін Є.А

2022р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ МАГІСТРА

на тему «Проектування багатопверхового будинку з рестораном і паркінгом в м.
Біла Церква Київської обл.»

Спеціальність (напрямок підготовки) 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Керівник дипломного проекту бакалавра
старший викладач к.т.н _____ Дмитренко Є. А.

Виконав Іщенко В.І.

КИЇВ-2022

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ

І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайн

З А Т В Е Р Д Ж У Ю

Завідувач кафедри Будівництва,

ДОЦЕНТ, К. Т. Н.

Бакулін С. А.

(науковий ступінь, вчене звання)

(підпис)

(ПБ)

“ ” 2022р.

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Іщенко Владиславу Ігоровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва)

Спеціалізація Освітня професійна

(назва)

Програма підготовки ОС «МАГІСТР»

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема дипломного проекту *Проектування багатопверхового будинку з рестораном і паркінгом в м. Біла Церква Київської обл.*

затверджена наказом ректора НУБІП України від « » 20 р. №

Термін подання завершеної роботи на кафедру

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДБН, навантаження та вплив згідно ДБН В 1.2-2:2006

Бакалаврська робота складається з пояснювальної записки, шести листів формату А1 та використаних джерел літератури, вказаних в структурі змісту пояснювальної записки

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. Архітектурно-будівельні рішення

Розділ 2. Конструктивні рішення

Розділ 3. Технологія будівельного виробництва

Розділ 4. Організація будівельного виробництва

Розділ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1.	Архітектура. Фасад
Аркуш 2.	Генеральний план
Аркуш 2.	Архітектура. Розріз
Аркуш 3.	Архітектура. Плани поверхів, вузли
Аркуш 4.	Конструктивний розділ
Аркуш 5.	Конструктивний розділ
Аркуш 6.	Технологічна карта
Аркуш 7.	Організація будівельного процесу
Аркуш 8.	Календарний графік

Строки виконання дипломного проекту

Найменування етапу дипломного проекту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
Збір, аналіз та обґрунтування вихідних матеріалів для проекту	1	2
Написання та заповнення частин пояснювальної записки		
Виконання графічної частини дипломного проекту		

Дата видачі завдання « » 20 р.

Керівник бакалаврської роботи

к.т.н., старший викладач
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Дмитренко Є.А.
(ПІБ)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

Іщенко В.І.
(прізвище та ініціали студента)

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Розділ 1 Архітектурні рішення.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Вступ

Багатоповерховий будинок – це той житловий об’єкт, число поверхів в яких перевищує 2-3. Для будівництва такого об’єкта потрібен чіткий розрахунок фундаменту, несучих конструкцій, оскільки саме на ці складові буде припадати все навантаження. Крім того, будівля повинна добре вписуватися в навколишній ландшафт.

Багатоповерхові житлові будинки – найбільш масовий вид будівництва у великих містах. Вони повинні відповідати функціональним, конструктивним і художнім вимогам. Найбільш важливі умови проектування й будівництва житлових багатоповерхових будинків – це містобудівні, екологічні, кліматичні, демографічні, технічні і економічні.

Містобудівні умови – найбільш важливі при виборі поверхні й просторового рішення житлового будинку. Поверхня будинку обумовлена двома важливими факторами: композиційними (необхідність силуетного рішення) і економічними, які потребують велику щільність житлового фонду. Містобудівні умови накладають певні вимоги й при виборі пранувальної структури житлового будинку, а також при рішенні перших поверхів. Склад обслуговуючих установ і їхнє місце в структурі житлового будинку залежить від того, що сусідить з ним: вулиця, площа, чи перебуває він у середині житлового комплексу, в центрі або на периферії міста.

У будинках вище 9-ти поверхів пожежні норми передбачають три типи незадимляємих сходів, з них у житлових будинках два типи. Перший тип повинен мати вхід на сходи через зовнішнє повітряне середовище – по балконах, лоджіях, відкритих переходах, галереях. Другий тип сходової клітки має у своєму обов’язку пристрій, що забезпечує підпір повітря в ній при пожежі. Вважається, що повсякденно жителі цих будинків для вертикальних пересувань користуються тільки ліфтом, а сходи призначені тільки для аварійного використання.

Незадимляемі сходові клітки бувають опалювальні, які перебувають в обсязі житлового будинку, і неопалювальні (для південних районів), прибудовані до довгої або торцевої стіни будинку з незаскленними трьома або двома стінами.

Необхідна кількість ліфтів, їх вантажопідйомність і швидкість приймається залежно від поверховості житлового будинку й навантаження на ліфт.

Типи житлових багатоповерхових будинків.

Житлові багатоповерхові будинки залежно від основних параметрів, що визначають їх планувальну структуру, діляться на три групи: секційні, коридорні й галерейні. У будинках першої групи (секційних) планувальною основою служить секція, в якій квартири групуються навколо сходно-ліфтового вузла, холу й невеликих відрізків коридору. Другу групу становлять коридорні й галерейні будинки, в яких квартири розташовані уздовж коридору або галереї. Третя група містить житлові будинки зі змішаною планувальною структурою, в якій рівномірною мірою беруть участь коридорна (галерейна) і секційна планувальні схеми, що чергуються по поверхах.

НУБІП України

1.1 Вихідні дані для проектування.

Проект будівлі багатоповерхового житлового будинку, розроблено для будівництва в м. Біла Церква, Київська обл. із звичайними геологічними умовами та нормальним вологісним режимом.

Біла Церква знаходиться на території північно-західного архітектурно-будівельного кліматичного району, для якого відповідно до ДСТУ-Н Б В.І.1-

27:2010 кліматичні характеристики становлять:

- Середньомісячна температура повітря найбільш холодного періоду – від -5°C до -8°C ;

- Середньомісячна температура повітря найбільш жаркого періоду – від 18°C до 20°C ;

- Абсолютний мінімум температури повітря знаходиться в межах від -37°C до -40°C ;

- Абсолютний максимум температури повітря знаходиться в межах від 37°C до 40°C ;

- Відносна вологість повітря у липні до 75%;

- Середня швидкість вітру в січні – від 3 до 4 м/с.

Середньорічна температура повітря складає $8,1^{\circ}\text{C}$.

Середньомісячна відносна вологість зовнішнього повітря:

- Найбільш холодного місяця – 89%;

- Найбільш жаркого місяця – 65%.

Тиск вітру для даного району будівництва становить 410 Па , вага снігового покриву 1720 Па .

Зміни та швидкість напрямку вітру для даного району будівництва щодо місяця року, наявні в таблиці 1.2.1.

Таблиця 1.2.1. Повторюваність напрямку вітру (м. Узин).

Місяць	З	СВ	В	ЮВ	Ю	ПД	З	СЗ
Січень	9,8	2,5	3,4	9,3	10,9	7,0	15,6	12,1
Липень	10,6	5,4	2,4	4,0	9,2	5,2	11,3	14,2

1.2.2 Технологічний зв'язок будівлі, що проектується з сусідніми.

Будинки повинні розташовуватись не ближче 25м від червоної лінії вулиць. Відстань від (запроектованого будинку) до найближчих житлових будинків приймається за вимогами ізоляції та освітленості, а також за протипожежними вимогами.

1.2.3 Елементи благоустрою та озеленення.

Озеленення – це елемент благоустрою з оформлення прилеглої території зеленими насадженнями, включаючи утримання та догляд за рослинністю. Роботи з озеленення прибудинкової території багатоповерхового будинку проводяться не тільки задля краси. Вони також грають роль природної огорожі, захищають двори від бруду, пилу і шуму.

Огорожа земельної ділянки відноситься до благоустрою багатоповерхового житла, але при його зведенні слід пам'ятати про деякі обмеження:

- Паркан не повинен створювати перешкод при проїзді або проході до будівлі ремонтних бригад, персоналу електромереж і т.д.
- Двір не можна закривати повністю, оскільки він може бути єдиним способом проходу для мешканців сусідніх будинків.
- Дитячий майданчик і парковку можна огорожувати як частково, так і повністю.

1.3 Відомості про технологічний процес.

Багатопверховий житловий будинок розрахований на 2-і секції з індивідуальними сходовими клітинами та під'їздами. Перший поверх запроектовано як адміністративний. Він передбачає - вестибюль [12], офісні приміщення, тамбур, вхідна група, підсобні приміщення, приміщення під ресторан, дитячий майданчик та паркінгом для гостей.

Нижче нульової відмітки (± 0.000) (-7.000) м знаходиться 2-а поверхи підземного паркінгу з окремими проїздами відповідно та деякі тех. приміщення.

Експлікація приміщень (± 0.000)

№	Назва приміщення	Площа, м ²
1	Офіси	141.4+
2	Сходова клітка	22
3	Коридор	74
4	Підсобне приміщення	18
5	Санвузол	2.6
6	Тамбур	4.3
7	Кімната ОСББ	18
8	Вхідна група	317.3
9	Тамбур-шлюх	6.4
10	Ліфтова шахта	4.5

1.4 Об'ємно-планувальне рішення.

Будівля має Г-подібну форму з розмірами в осях 1-19 (59.5 м) і А-П (30.7 м).

1.5 Характеристика основних конструктивних елементів.

1.5.1 Фундаменти та підземні конструкції.

НУБІП УКРАЇНИ

Фундамент – важливий конструктивний елемент, який сприймає навантаження від наземної частини будівлі і передає його на основу. Фундаменти повинні задовільняти умови міцності, стійкості, довговічності, економічності та технологічності влаштування.

Для даної будівлі прийняті наступні фундаменти:

- Під колони – монолітні залізобетонні стовбачі, 1600 x 1600 мм;
- Під несучі стіни – стрічковий з товщиною блоку 400 мм.

1.5.2 Колони.

У будівлі передбачено 3/6 колони 2К60-1М2 перерізом 400 x 400 мм.

1.5.2 Стіни.

У будівлі прийняті зовнішні цегляні стіни, кладкою в півтори цеглини, товщиною 380 мм.

Внутрішні стіни в одну цеглину товщиною 250 мм.

1.5.3 Двері.

Двері зовнішні металопластикові - EI-60 2300 x 1100 мм.

Двері внутрішні металопластикові - EI-60 2300 x 900 мм.

1.5.4 Вікна.

Вікна передбачені металопластикові - 2500 x 2100, Steko S 400.

Для цокольного поверху використано вікна металопластикові – 1000 x 400, виробництва фірми Steko.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Розділ 2 Розрахунково-

конструктивний
НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

2.1 Загальні відомості

При розрахунку конструкцій на вантаження і вплив прийняті за ДБН В.1.2- :2006 “Навантаження і впливи”

Постійні навантаження – це нормативні значення навантажень від маси конструкції визначені за розмірами, встановленими у процесі проектування на основі дослідів попередніх проектів і довідкових матеріалів. Навантаження від ґрунтів встановлено в залежності від ґрунту, його видів і щільності.

Перехід до розрахункових навантажень здійснено шляхом множення відповідних нормативних навантажень на коефіцієнт надійності за навантаженням g_f , який враховує мінливість навантажень, що залежить від ряду факторів. Коефіцієнти надійності по навантаженню встановлюють після обробки статистичних даних спостережень за фактичними навантаженнями, які відзначені під час експлуатації споруд. Ці коефіцієнти залежать від виду навантаження, внаслідок чого кожне навантаження має своє значення коефіцієнта надійності.

Наведемо деякі значення коефіцієнтів надійності за навантаженням для окремих будівельних конструкцій:

- 1,1 – для залізобетонних, бетонних (з середньою щільністю понад 1600 кг/м^3), дерев'яних, кам'яних і армокам'яних конструкцій;
- 1,3 – для бетонних (з середньою щільністю 1600 кг/м^3 і менше), ізоляційних, вирівнюючих та оздоблювальних шарів (плити, матеріали в рулонах, засипки, стяжки тощо), що виконуються на будівельному майданчику.

Для рівномірно-розподілених тимчасових навантажень коефіцієнт g_f дорівнює:

- 1,3 – при повному нормативному значенні навантаження менш як 2 кПа;
- 1,2 – при повному нормативному значенні навантаження 2 кПа і більше.

2.2 Розрахунок збірного залізобетонного маршу

2.2.1 Вихідні данні

Потрібно розрахувати залізобетонний марш шириною 1,2 м для сходів житлового будинку,

- висота поверху – 2,9 м;
- ухил нахилу маршу $\alpha = 30^\circ$;
- ступені розміром 153/30 см;
- бетон марки В25;
- арматура каркасів класу А300;

- арматура сіток класу B500;

розрахункові дані для бетону М300:

$$R_{np} = 13,5 \text{ МПа};$$

$$R_p = 1 \text{ МПа};$$

$$m_{bl} = 0.85$$

$$= 17 \text{ МПа};$$

$$R_{pl1} = 1,5 \text{ МПа};$$

$$E_b = 26000 \text{ МПа};$$

Для арматури класу А300:

$$R_a = 270 \text{ МПа};$$

$$R_{a,x} = 215 \text{ МПа};$$

Для планувельної арматури класу B500:

$$R_u = 315 \text{ МПа};$$

$$R_{a,ч} = 220 \text{ МПа};$$

2.2.2 Визначення навантажень та зусиль

Власна маса типових маршів по каталогу індустриальних виробів для житлового та цивільного будівництва становить:

$$g^n = 3,6 \text{ кН/м}^2 \text{ в горизонтальній проекції.}$$

Тимчасове нормативне навантаження згідно ГОСТ для сходів громадського будинку становить $p^n = 3 \text{ кН/м}^2$;

Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$;

Довготривалі тимчасові розрахункові навантаження $p^{pl} = 1 \text{ кН/м}^2$ на 1 м довжини маршу:

$$Q = (g g_f + p^n \gamma_f) = (3,6 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2 \cdot 1,35) = 10,3 \text{ кН/м} \quad (3.1)$$

розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту маршу: $\square \square$

$$M = \frac{ql^2}{8 \cdot 0,867} = \frac{10,3 \cdot 2^2}{8 \cdot 0,867} = 13,3 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.2)$$

поперечна сила на опорі:

$$Q = \frac{ql}{1,1 \cdot 0,867} = \frac{10,3 \cdot 2}{1,1 \cdot 0,867} = 17,8 \text{ кН.} \quad (3.3)$$

НУБІП України

2.2.3 Попереднє призначення розмірів перерізу маршу

Стосовно до типових заводських форм призначаємо: Товщину плити (по перетину між ступенями) $h_f=30$ мм; Висоту ребер (кососувів) $h=170$ мм;

Товщину ребер $b_r=80$ мм.

Дійсний перетин маршу замінюємо на розрахунковий тавровий з полкою у стиснутій зоні: $b=2 \cdot b_r=2 \cdot 80=160$ мм.

Ширину полки b_{p_0} , при відсутності поперечних ребер, приймаємо не більше: $b_{p_0} \leq 2 \cdot (1/6) \cdot b = 2 \cdot (300/6) + 16 = 116$ см або $b_{p_0} = 1 + (h_{p_0}) + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52$ см. За розрахункове приймаємо менше значення $b_{p_0} = 52$ см.

2.2.4 Підбір переріз поздовжньої арматури

За умовою:

$$M^* \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s (h_0 - a_s)$$

встановлюємо розрахунковий вираз для таврового перерізу при M^*

$$R_b b_0 b_{p_0} h_{p_0} x (h_0 - 0.5h_{p_0})$$

Нейтральна вісь проходить в полиці, умова задовольняється, розрахунок арматури виконуємо за формулами для прямокутних перерізів шириною $b_{p_0} = 52$ см.

Обчислимо:

$$A_0 = \frac{M_{yn}}{R_b \gamma_{b2} b_{p_0} h_0^2} = \frac{1330000 \cdot 0.95}{14.5 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 52 \cdot 14.5^2} = 0.089 \text{ см}^2 \quad (3.4)$$

$$h = 0.953, j = 0.095,$$

$$A_s = \frac{M_{yn}}{\gamma_1 h_0 R_s} = \frac{1330000 \cdot 0.95}{0.953 \cdot 14.5 \cdot 280 \cdot 100} = 3.26 \text{ см}^2, \quad (3.5)$$

приймаємо: 2&14 A300, $A_s=3.08$ (-4,5%) - допустиме значення.

При 2&16 A300, $A_s=4.02$ см² (+25%) - перевитрата. У кожному ребрі

встановлюємо по Сплоского каркасу К-1

$z = b_b / 0,5 \cdot Q = 7,5 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 17000 = 88,3$ см, що більше $2 \cdot h_0 = 29$ см, тоді

$$Q_b = b_b / c = 7,5 \cdot 10^5 / 29 = 25,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 25,9 \text{ кН}, > Q_{\max} = 17 \text{ кН}, \quad (3.9)$$

отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

2.2.5 Розрахунок похилого перерізу на поперечну силу

Поперечна сила на опорі $Q_{\max} = 17,8 \cdot 0,95 = 17$ кН.

Обчислюємо проєкцію розрахункового похилого перерізу на поздовжню вісь c за формулами:

$$b_b = w_b \cdot 2 \cdot (1 + w_f + w_n) = 1 + 0,175 = 1,175 \text{ і } 1,5 \text{ Н/см}, \quad (3.6)$$

$$b_b = 2 \cdot 1,175 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 14,5^2 = 7,5 \cdot 10^5 \text{ Н/см}; \quad (3.7)$$

У розрахунковому нахиленому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а так як по формулі

$$Q_b = [\phi_{b2}(1 + \phi_f + \phi_n) R_{BT} b_{h0}^2] / c, \quad Q_b = b_b / 2, \quad (3.8)$$

В $1/4$ прольоту призначаємо із конструктивних міркувань поперечні стрижні

діаметром 6 мм із сталі класу А240, кроком $s = 80$ мм (не

більше $h/2 = 170/2 = 85$ мм),

$$A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2, R_{sw} = 175 \text{ МПа}; \text{ для подвійних каркасів } n = 2, A_{sw} = 0,566 \text{ см}^2, \\ m_w = 0,566 / 16,8 = 0,0044; \quad (3.10)$$

$a = E_s / E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 2,7 \cdot 10^4 = 7,75$. У середній частині ребер поперечну

арматуру влаштовуємо конструктивно з кроком 200 мм

Перевіряємо міцність елемента по похилій смужі M/g похилими тріщинами за формулою:

$$Q [0,3 w_{w1} w_{b1} R_{bg} b_2 b h_0, \quad (3.11)$$

де $w_{w1} = 1 + 5a m_w = 1 + 5 \cdot 7,75 \cdot 0,0044 = 1,17$;

$w_{b1} = 1 + 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,87$;

$$Q = 17000 \text{ і } 0,3 \cdot 1,17 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14,5 \cdot 100 = 9300 \text{ Н} \quad (3.12)$$

Умова дотримується, міцність маршу по похилому перерізу забезпечена

НУБІП України

Плиту маршу армують сіткою зі стрижнів діаметром 4-6 мм, розташованих кроком 100-300 мм. Плита монолітно пов'язана зі ступенями, які армують за конструктивним міркуванням і її несуча здатність з урахуванням роботи ступенів цілком забезпечується. Східці, що укладаються на косоури, розраховують як вільно обперті балки трикутного перерізу. Діаметр робочої арматури ступенів з урахуванням транспортних і монтажних впливів призначають залежно від довжини ступенів l_{st} :

При $l_{st}=1-1,4$ м – 6 мм; $l_{st}=1,5-1,9$ м – 7-8 мм; $l_{st}=2-2,4$ м – 8-10 мм, хомути виконують з арматури $d=4-6$ мм, кроком 200 мм

2.3 Розрахунок плити сходового маршу по граничним станом другої групи.

2.3.1 Геометричні характеристики приведеного перерізу

Розрахунковий проліт плити перекриття $l_0 = 2,9$ м.

Проведемо збір навантажень на 1 м^2 плити. (таблиця 2)

Таблиця 2. Збір навантажень на перекриття на 1 м^2

Вид навантаження	Нормативне навантаження, H/m^2	g f	Розрахункове навантаження, H/m^2
Постійна навантаження:			
Власна вага плити	1300	1,1	1430
Склад підлоги:			
Стяжка з цементно-піщаного розчину М150, $d = 10$ мм	150	1,3	195
Керамічна плитка, $d = 10$ мм	160	1,3	208
Разом постійне навантаження:	1610		1833
Тимчасова з часом тривала:			
	469	1,2	563

від перегордки			
Корисне навантаження	434	1,2	520
Повне навантаження	2513		2916

Товщина полка еквівалентного перерізу:

$$h'f = h_f = (22 - 14) \times 0,5 = 4 \text{ см.} \quad (2.29)$$

Ширина ребра дорівнює:

$$146 - 7 \times 14 = 48 \text{ см.} \quad (2.30)$$

Площа приведенного перерізу визначимо за формулою:

$$A_{\text{red}} = 146 \times 22 - 159 \times 14 = 986 \text{ см}^2 \quad (2.31)$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу визначимо за формулою:

$$y_0 = 0,5 \times h = 0,5 \times 22 = 11 \text{ см.} \quad (2.32)$$

Момент інерції симетричного перерізу дорівнює:

$$I_{\text{red}} = \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{(b \cdot h) \cdot y^2}{12} = 68448.65 \text{ см}^3. \quad (2.33)$$

Момент опору перерізу по нижній зоні визначимо за формулою:

$$W_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{y_0} = \frac{68448.65}{10} = 6844.865 \text{ см}^3; \quad (2.34)$$

то ж, по верхній зоні $W'_{\text{red}} = 6844,865 \text{ см}^3$.

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхньої), до центру ваги перерізу дорівнює:

$$r = \phi_n = \frac{W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 0,85 \frac{(6844.7)}{8040} = 5,91 \text{ см,} \quad (2.35)$$

$$\phi_T = 1,6 - \frac{\sigma_{\text{сп}}}{R_{\text{п.ст}}} = 1,6 - 0,75 = 0,85. \quad (2.36)$$

Відношення напруги в бетоні від нормативних навантажень і зусилля обтіснення до розрахункового опору бетону для граничних станів другої групи попередньо приймаємо рівним – 0,75.

Упругопластический момент опоры по растянутой зоне згідно з формулою:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \times 6844,7 = 10267,5 \text{ см}^3 \quad (2.37)$$

де γ - коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони в залежності від форми перерізу. Для таврових перерізів при $h_f/h < 0,2$; приймають $\gamma = 1,5$.

Упругопластический момент опоры розтягнутої зони в стадії виготовлення і обтиснення $W_{pl} = 10267,5 \text{ см}^3$.

2.3.2 Втрати попереднього напруження арматури

Коефіцієнт точності натягу арматури приймаємо $\gamma_{sp} = 1$. Втрати від релаксації напруг в арматурі при електротермовому способі натягу $s_1 = 0,03$; $\sigma_{sp} = 0,03 \times 470 = 14,1 \text{ МПа}$. Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою і упорами $s_2 = 0$, так як при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з виробом.

Зусилля обтиснення:

$$P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 9,8(470 - 14,1) \times 100 = 423 \text{ кН}. \quad (2.38)$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центра ваги перерізу $e_{op} = 10 - 3 = 7 \text{ см}$.

Напруження в бетоні при обтиску визначимо за формулою:

$$\sigma_{sp} = \frac{P_1}{A_{red}} + P_{1op} \frac{y_0}{I_{red}} = (423075,2/986 + 423075,2 \times 7 \times 11/68448,65) \times 100 = 2,98 \text{ МПа}. \quad (2.39)$$

Встановлюємо значення передавальної міцності бетону з умови

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_{sp}} \leq 0,75.$$

Приймаємо $R_{sp} = 12,5 \text{ МПа}$, тоді відношення

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_{sp}} = \frac{2,98}{12,5} = 0,24. \quad (2.40)$$

Обчислюємо стискаючі напруження в бетоні на рівні центра ваги площі напруженої арматури від зусилля стиснення (без урахування моменту від ваги плити):

$$\sigma_{вр} = \frac{1872075 + 872075 \cdot 0,725}{\dots} / 100 = 3,07 \text{ МПа.} \quad (2.41)$$

Втрати від швидконабігаючої плинності при

$$\sigma_{вр}/R_{вр} = \frac{3,07}{12,5} = 0,24$$

І при, $\alpha > 0,24$, $\sigma_{вр} = 40 \times 0,24 = 9,6 \text{ МПа}$,

Перші втрати $\sigma_{los} = \sigma_1 + \sigma_в = 14,1 + 9,6 = 23,7 \text{ МПа}$

з урахуванням s_{los1} , напруга $\sigma_{вр} = 3,07 \text{ МПа}$; $\sigma_{вр}/R_{вр} = 0,34$. Втрати від усадки бетону $s_в = 34 \text{ МПа}$.

Втрати від повзучості бетону $s_з = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,34 = 43,35 \text{ МПа}$.

Другі втрати: σ_{los2}

Повні втрати: $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 23,7 + 77,35 = 101,05 > 100 \text{ МПа}$,

тобто більше встановленого мінімального значення втрат.

Зусилля обтіску з урахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_s \times (\sigma_{сп} - \sigma_{los}) = 9,28 \times (470 - 101,05) = 343 \text{ кН.} \quad (2.42)$$

2.3.3 Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої осі

Для розрахунку тріщиностійкості приймаємо значення коефіцієнтів надійності за навантаженням $\gamma_1 = 1$, $M = 54,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$

За формулою $M < M_{крс}$, обчислюємо момент утворення тріщин по наближеному способу ядровими моментами, за формулою:

$$M_{крс} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{тр} = 1,6 \times 10267,5 + 4319640 = 43,4 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (2.43)$$

Оскільки $M = 54,5 \text{ кН} \cdot \text{м} > 43,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тріщини в розтягнутій зоні не утворюються.

Перевіримо, утворюються чи початкові тріщини у верхній зоні плити при її обтисканні, при значенні коефіцієнта точності нацягу $g_{st}=1,1$ (момент від ваги плити не враховується). Розрахункова умова:

$$P_1(l_{op} + r_{inf}) = 1,1 \times 423000 (7 + 7,2) = 647190 \text{ Н} \times \text{см} \leq R_{btpr} W_{pl} = 2053500 \text{ Н} \times \text{см},$$

умова виконується, отже, початкові тріщини не утворюються.

2.3.4 Розрахунок прогину плити

Прогин визначається від постійної і тривалої навантажень і він не повинен перевищувати $l/200=1,45$ см.

Обчислюємо параметри, необхідні для визначення прогину плити з урахуванням тріщин в розтягнутій зоні.

Момент від постійної і тривалої навантажень $M = 54,5$ кН·м. Сумарна поздовжня сила дорівнює зусиллю попереднього обтиску з урахуванням всіх втрат. Обчислюємо j_m за формулою:

$$\phi_m = \frac{R_{btpr} W_{pl}}{m_z - m_{zp}} = \frac{1,6 \times 10267,5}{5450000 - 4319640} = 1,46 < 1, \quad (2.44)$$

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформації розтягнутої арматури на ділянці між тріщинами, визначимо за формулою:

$$s = 1,25 - j_{es} j_m - \frac{1 - j_m}{(3,5 - 1,8 j_m) e_{s, tot}} \leq 1; \quad (2.45)$$

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \times 1 - \frac{1 - 1,0^2}{(3,5 - 1,8 \times 1,0) \times 0,96} = 0,45 < 1. \quad (2.46)$$

Обчислюємо кривизну осі при вигині за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{m}{h_0 z_1} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{E_b A_b} \right) - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_s} = \frac{5450000}{17 \times 16,3} \left(\frac{0,45}{190000 \times 9,28} + \frac{0,9}{0,15 \times 30000 \times 409} \right) - \frac{338000 \times 0,45}{17 \times 19000 \times 9,28} = 6,73 \times 10^{-5} \quad (2.47)$$

Обчислюємо прогин плити по формулі:

$$f = \frac{5}{48} \ell_{ox}^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \times 290^2 \times 3.06 \times 10^{-5} = 2,68 \text{ см} < 2,94 \text{ см}, \quad (2.48)$$

Отже, плита має допустимий прогин.

НУБІП України

НУБІП України

2.4 Розрахунок залізобетонної плити майданчикової

Потрібно розрахувати ребристу плиту сходової площадки двох маршових сходів

НУБІП України

- ширина плити – 1600 мм;
- товщина плити – 60 мм;

тимчасова нормативна навантаження 3 кН/м^2 ;
коефіцієнт надійності за навантаженням $g \gamma = 1$;

Марки матеріалів прийняті ті ж, що і для сходового маршу.

НУБІП України

2.4.1 Визначення навантажень

Власний вага плити при $h_f = 6 \text{ см}$; $q^a = 0,06 \cdot 25000 = 1500 \text{ Н/м}^2$;

Розрахункова вага плити $q = 1500 \cdot 1,1 = 1650 \text{ Н/м}^2$;

Розрахункова вага лобового ребра (за вирахуванням ваги плити)

НУБІП України

$$q = (0,29 \cdot 0,11 + 0,07) \cdot 1,25000 \cdot 1,1 = 1000 \text{ Н/м}; \quad (4.1)$$

Розрахункова вага крайнього ребра

НУБІП України

$$q = 0,14 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 350 \text{ Н/м}; \quad (4.2)$$

НУБІП України

Тимчасова розрахункова навантаження $p=3, 1,2=3,6 \text{ кН/м}^2$.

При розрахунку майданчикової плити розраховують роздільну полку,

пружно заделанную в ребрах, на які спираються марші і пристінне ребро

сприймає навантаження від половини прольоту полиці плити.

НУБІП України

НУБІП України

2.4.2 Розрахунок полки плити

Полку плити при відсутності поперечних ребер розраховують як балковий елемент з частковим защемленням на опорах, розрахунковий проліт дорівнює відстані між ребрами і дорівнює 1,13 м.

При обліку утворення пластичного шарніра згинальний момент в прольоті і на опорі визначають за формулою, що враховує вирівнювання

моментів.

$$M_s = q l^2 / 16 = 5250 \cdot 1,13^2 / 16 = 420 \text{ Н}\cdot\text{м}, \quad (4.3) \text{ де } q = (g+p)b = (1650+3600) \cdot 1 = 5250 \text{ Н/м}, \quad b=1.$$

При $b=100 \text{ см}$ і $h_0=h-a=6-2=4 \text{ см}$, обчислюємо

$$A_s = \frac{M_s}{R_s \gamma_c b h_0^2} = \frac{4200 \cdot 0,95}{14,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 4^2} = 0,0192 \text{ см}^2; \quad (4.4)$$

По таблиці визначаємо: $\eta = 0,981$, $j = 0,019$.

$$A_s = \frac{M_s}{\eta R_s} = \frac{4200 \cdot 0,95}{0,981 \cdot 14,5 \cdot 100} = 0,27 \text{ см}^2; \quad (4.5)$$

Укладаємо сітку 3-І з арматури $\&3 \text{ мм B500}$ кроком $s=200 \text{ мм}$ на 1 м

довжини з відгином на опорах, $A_s=0,36 \text{ см}^2$.

НУБІП України

2.4.3 Розрахунок лобового ребра

На лобове ребро діють такі навантаження:

постійні і тимчасові, рівномірно розподілені від половини прольоту полки, і від власної ваги:

$$q = (1650 + 3600) \cdot 1,35 / 2 + 1000 = 4550 \text{ Н/м},$$

(4.6)

Рівномірно розподлене навантаження від опорної реакції маршів, прикладена на виступ лобового ребра і викликає її кручення,

$$q = Q/a = 17800 / 1,35 = 1320 \text{ Н/м}.$$

(4.7)

Згинаючий момент на виступі від навантаження q на 1 м:

$$M_1 = q \cdot (10 + 7) / 2 = 1320 \cdot 8,5 = 11200 \text{ Н} \cdot \text{см} = 112 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

(4.8)

Визначаємо розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту ребра (вважаючи умовно на малих розривах, що q діє по всьому прольоту):

$$M = (q + q_1) l_0^2 / 8 = (4550 + 1320) 3,2^2 / 8 = 7550 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

(4.9)

Розрахункове значення поперечної сили з урахуванням $g_n = 0,95$

$$Q = (q + q_1) l_0 g_n / 2 = (4550 + 1320) 3,2 \cdot 0,95 / 2 = 8930 \text{ Н},$$

(4.10)

Розрахунковий перетин лобового ребра є тавровим з полкою у стиснутій зоні, шириною $b_{f9} = b_{f9} + b_2 = 6 \cdot 6 + 12 = 48 \text{ см}$. Так як ребро монолітно зв'язане з полкою, сприяє сприйняттю моменту від консольного виступу, то розрахунок лобового ребра можна виконати на дію тільки згинального моменту $M = 7550 \text{ Н} \cdot \text{м}$.

Згідно із загальним порядком розрахунку згинальних елементів визначаємо (з урахуванням коефіцієнта надійності $g_n = 0,95$).

Розташування центральної осі за умовою (2,35) при $x = h_{f9}$

$$M g_n = 7550 \cdot 0,95 = 7172,5 \text{ Н} \cdot \text{м} < R_{bg} b_2 b_{f9} h_{f9} (h_0 - 0,5$$

$$h_{f9}) = 14,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 48 \cdot 6(31,5 - 0,5 \cdot 6) = 10,7 \cdot 10^6$$

(4.11)

умова дотримується, нейтральна вісь проходить в полці,
 $A_0 = \frac{M_{Ed}}{\sigma_s \cdot h_0 \cdot R_{sT102}} = \frac{755000 \cdot 0,99}{48 \cdot 31,5^2 \cdot 143 \cdot 100 \cdot 0,99} = 0,0138$ (4.12)

$h = 0,993, j = 0,0147$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{\sigma_s \cdot R_{s1}} = \frac{755000 \cdot 0,99}{0,993 \cdot 31,5 \cdot 280 \cdot 100} = 0,82 \text{ см}^2; \quad (4.13)$$

приймаємо з конструктивних міркувань $2 \times 10 \text{ A300}, A_s = 1,570 \text{ см}^2$;
 відсоток армування $\mu = (A_s / b h_0) \cdot 100 = 1,57 \cdot 100 / 12 \cdot 31,5 = 0,42\%$

НУБІП України

2.4.5 Розрахунок похилого перерізу лобового ребра на поперечну силу
 $Q = 8,93 \text{ кН}$
 Обчислюємо проекції похилого перерізу на поздовжню вісь,

$$B_b = w_b b^2 (1 + w_f + w_n) R_{btg} \leq b^2 b h_0^2$$

$$B_b = 2 \cdot 12 \cdot 14 \cdot 1,05 \cdot 100 \cdot 12 \cdot 31,5^2 = 27,4 \cdot 10^5 \text{ Н см}, \quad (4.14)$$

де $w_n = 0$;

$$(4.15)$$

$$w_f = (0,75 - 3 \cdot h_0 / h) \cdot h_0 / b = (0,75 - 3 \cdot 6^2 / 12 \cdot 31,5) = 0,214 < 0,5$$

$$(1 + w_f + w_n) = (1 + 0,214 + 0) = 1,214 < 1,5 \quad (4.16)$$

у розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, тоді

$$z = B_b \cdot 0,5 \cdot Q = 27,4 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 8930 = 612 \text{ см}, \quad (4.17)$$

що більше, $2h_0 = 2 \cdot 31,5 = 63$; приймаємо $z = 63 \text{ см}$.

$$Q_b = B_b / z = 27,4 \cdot 10^5 / 63 = 43,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 43,4 \text{ кН} \leq Q = 8,93 \text{ кН},$$

Отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна по конструктивним вимогам приймаємо закриті хомути (враховуючи згинальний момент на консольному виступі) з арматури діаметром 6 мм класу А240 кроком

150 мм. Консольний виступ для обпирання вільного маршу армують сіткою 3-2 з арматури діаметром 16 мм, класу А240, поперечні стрижні цієї сітки скріплюють з хомутами каркаса К-1 ребра

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Розділ 3 Технологічна карта цегляної

кладки

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Вступ

Технологічна карта розроблена на влаштування цегляних стін, будівля будується у смт. Плибока.

Технологічною картою враховується увесь необхідний комплекс робіт для виконання в першому блоці будівлі у літній період. Всі процеси ведуться у технологічній послідовності.

Технологічна карта розроблена у відповідності до вимог державних будівельних норм і правил України.

Загальні відомості та умови виконання

Будівля п'ятиповерхова, за конструктивним типом безкаркасна з поздовжніми і поперечними несучими стінами.

Стіни виконані із цегли розміром 250 x 120 x 65 мм, товщиною стін: зовнішні – 380 мм; внутрішні – 380 мм.

Кладка стін ведеться ланками мулярів. Система перев'язки швів ланцюгова, цегла марки 100, розчин марки 50. Розчин та цегла на робоче місце подаються за допомогою баштового крану.

3.1. Підрахунок об'ємів робіт

Об'єм цегляної кладки визначається шляхом множення довжини кожної стіни на висоту та товщину стіни без урахування віконних та дверних прорізів.

НУБІП України

НУБІП України

№ п/п	Назва робіт	Підрахунки, формули, ескзи	Одиниці виміру	Кількість	№ п/п	Найменування робіт	Шифр ЄМР	Об'єм	Об'єм робіт	На одиницю робіт		На весь обсяг робіт		Склад ланки	
										Норма часу (НЧ) л год/м год	Розинка грн	Трудоємність (Тр) л змл-зм	Зарплата грн	Професія і розряд	Кількість
1	Мурування зовнішніх стін	Об'єм цегляної кладки визначаємо за такою формулою: $V=(a \cdot h - P_{\Sigma}) \cdot c$ де a – ширина c – товщина h – висота P_{Σ} – площа віконних та дверних прорізів	м ³	65,2	1	Мурування зовнішніх стін середньої складності при висоті пов. до 4 м	8-5	м ³	65,2	4,23	66,17	34,49	4314	Муляр ІІр-1чол ІІІр-2чол ІІІр-4чол	7
2	Мурування внутрішніх стін	Об'єм цегляної кладки визначаємо за такою формулою: $V=(a \cdot h - P_{\Sigma}) \cdot c$ де a – ширина c – товщина h – висота P_{Σ} – площа віконних та дверних прорізів	м ³	45,3	2	Мурування зовнішніх стін середньої складності при висоті пов. до 4 м	8-5	м ³	45,3	3,9	50,9	22,08	2305	Муляр ІІр-1чол	7
3	Мурування перегородок	Площу перегородок визначаємо за такою формулою: $S=a \cdot h - P_{\Sigma}$ a – ширина h – висота P_{Σ} – площа віконних та дверних прорізів	100 м ²	0,77	3	Мурування перегородок середньої складності при висоті пов. до 4 м	8-53	100 м ²	0,77	115	384,8	11,06	97,79	Муляр ІІІр-1чол ІІр-2чол ІІр-1чол	4
4	Подана цегли	Тис. шт цегл. $\cdot V_{\Sigma} \cdot 1,384$	тис. шт	498	4	Подана цегли	1-6	тис. шт	498	0,58	5,72	36	2845	Такелажн. ІІр-2чол	2
5	Подана розчину	$V_{\text{роз}} = V_{\text{клп}} \cdot 0,23$	м ³	298	5	Подана розчину	1-6	м ³	298	0,56	5,52	20,86	1645	Такелажн. ІІр-2чол	2

3.2. Калькуляція трудових затрат і зарплати

3.3. Розрахунок складу бригади

а) Визначаємо чисельний склад бригади з урахуванням заданого терміну і запланованого % виконання норм виробітку.

$$N = \sum Q \cdot 100 / t \cdot k = 830 \cdot 100 / 23 \cdot 101$$

де t – термін виконання робіт

k – коефіцієнт перевиконання норм виробітку приймаємо 101%

Приймаємо 18 чол.

б) Визначаємо склад бригади за професіями, для чого:

1. Визначаємо питому вагу процесів у загальних витратах праці.

1.1. Мулярні роботи №1 – $486,5 / 835,9 = 0,58$ (58%)

1.2. Мулярні роботи №2 – $184,7 / 835,9 = 0,22$ (22%)

1.3. Мулярні роботи №3 $= 164,7/835,9 = 0,20$ (20%)
2. Визначаємо кількість робітників за професіями з урахуванням питомої ваги процесів в загальних трудомісткостях.

а) Мулярів: $N_1 = 18 \cdot 0,58 = 10$ чол
б) Мулярів $N_2 = 18 \cdot 0,22 = 4$ чол

в): Мулярів $N_3 = 18 \cdot 0,20 = 4$ чол

Разом: 18 чол.

3. Визначення довжини ділянки ланки.

$$L_{\text{діл}} = \frac{n_{\text{роб}} \cdot 8 \cdot k \cdot 1,15}{T_n \cdot d_{\text{ст}} \cdot 2} = \frac{18 \cdot 8 \cdot 1,01 \cdot 1,15}{4,23 \cdot 0,38 \cdot 2} = 52 \text{ м}$$

3.4. Розрахунок техніко-економічних показників для кладки стін

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

№ п/п	Назва показника	Одиниця виміру	Показник	
			За нормою	Прийняті
1	Обсяг робіт	м ³	1999	1999
2	Тривалість будівельного процесу (з графіка буд. процесу)	дні	23	23
3	Трудомісткість робіт	Люд.-зм.	835.9	830
4	Трудомісткість на одиницю виміру робіт $Tr=T(\text{люд.-зм.}) \cdot V/V$	Люд.-год.	3.35	3.32
5	Виробіток на одну люд.-зм. обсяг робіт $V/T(\text{люд.-зм.})$	м ³ / люд.-зм.	2.39	2.41
6	Продуктивність праці $Pr=Tn(\text{люд.-зм.})/Tпл.(\text{люд.-зм.}) \cdot 100\%$	%	100	101
7	Затрати маш.-змін на весь обсяг робіт згідно з калькуляцією	Маш.-зм.	84	83
8	Зарплата на весь обсяг робіт (згідно з калькуляцією)	грн	133965	133965
9	Середньо змінна зарплата одного робітника $Сзм. = Z/T \text{ люд.-зм.}$	грн	160.26	161.4
10	Зарплата на одиницю виміру $Zод = Z/\text{обсяг робіт}$	грн	67	67

3.5. Розрахунок потреби у основних матеріалах

Найменування роботи	Обґрунтування за БНіП	Кількість	Найменування матеріалів	Один виміру	Розхід на одиницю	Загальний розхід
Мурування зовнішніх стін середньої складності при висоті пов. до 4 м	Т 8-9	920	Розчин цем.-вапняний Цегла керамічна	м ³ тис. шт	0.23 0.384	211.6 353.3
Мурування зовнішніх стін середньої складності при висоті пов. до 4 м	Т 8-9	378	Розчин вапняний 50 Цегла керамічна	м ³ тис. шт	0.23 0.384	86.94 145.2
Мурування перегородок середньої складності при висоті пов. до 4 м	Т 8-9	701	Розчин цем. вапняний Цегла керамічна	м ³ тис. шт	0.23 5.04	161.23 269.2

НУБІП України

3.6. Вибір основних механізмів, інструментів та пристроїв

Для подачі цегли та розчину на робоче місце передбачений сторіловий кран КБ-405. Який відповідає всім потрібним вимогам.

Для виконання мулярних робіт потрібні наступні інструменти та устаткування:

- Молоток - 6
- Кельма - 6
- Волярний рівень - 6
- Рулетка - 6
- Кутник - 3
- Висок - 6

3.7. Опис технології та організації виконання заданого виду робіт

Стіни із цегли виконують по однорядній або багаторядній системі перев'язки швів.

В кладці повинна використовуватись цегла одної висоти, але в окремих випадках допускається кладка і облицювання із цегли різної товщини із поперечною перев'язкою яка виконується через чотири ряди цегли товщиною 65 мм.

При кладці стін із цегли товщиною 65 мм тичкова перев'язка виконується не менше ніж через 0,4 м (рахуючи від нижнього тичкового ряду до низу верхнього тичкового ряду).

Тичкові ряди повинні застосовуватись у нижньому (першому) і верхньому (останньому) рядах укладаючої конструкції; на рівні обрізів стін і стовпів; у виступаючих рядах кладки; під балки, прогони, мауерлати, плити перекриття та ін.

Примикання внутрішніх стін із цегли товщиною 88 мм до зовнішніх стін із цегли 65 і 138 мм виконується з перев'язкою швів через кожні три ряди цегли 88мм. У випадку не одночасного зведення внутрішніх та примикаючих до них стін допускаються вертикальні та похилі штраби. При влаштуванні вертикальних штрафів в зовнішні стіни закладають сталеві зв'язки для закріплення примикаючої кладки внутрішніх стін, причому зв'язки розташовуються не рідше ніж 2 м по висоті і обов'язково на рівні кожного перекриття .

Простінки і стовпи шириною до 2,5 м цеглу необхідно викладати із відбіриної цілої білої цегли.

Цегляну кладку стін виконують з дотриманням горизонтальності і вертикальності швів, а також необхідної перев'язки. Цегла викладається на горизонтальну вирівняну пластичним розчином постіль. По закінченню кладки кожного поверху нівеліром перевіряють горизонтальність і відмітку верха кладки.

Розчин який використовується повинен бути рухливим. Для кладки стін і стовпів іі цегли - до 130 мм, для кладки стін із пористої цегли - 70-80 мм, для кладки клинчастих перемичок - 50-60 мм.

В районах з спекотним і сухим кліматом, а також при зведенні стовпів і простінків під великі навантаження дозволяється застосовувати розчин рухливістю 140-150 мм.

При зведенні цегляних стін поперечні вертикальні і горизонтальні шви повністю заповнюються розчином, а в поздовжніх вертикальних швах глухих стін допускається часткове заповнення швів (не на всю висоту). Кладка простінків, стовпів, клинчастих перемичок, карнизів ведеться з повним заповненням всіх швів розчином.

При кладці в порожню глибина незаповнених швів з зовнішньої сторони допускається не більше 15 мм в стінах і не більше 10 мм в простінках стовпів.

При влаштуванні карнизів зверху кожного ряду цегли допускається не більше 1/3 довжини цегли, а повний винос неармованого карниза із цегли допускається не більше 1/2 товщини стіни. При великому виносі карниза його потрібно влаштувати із армованої цегляної кладки або збірних залізобетонних елементів. Конструкція таких карнизів указується в проекті.

Рівень кладки після кожного пересування рихтовки повинен бути не менше ніж на 0,7 м вище рівня робочого рихтування або перекриття. У випадку необхідності виконання кладки нижче цього рівня кладку потрібно виконувати, застосовуючи запобіжні заходи пояса або спеціальні сітчасті захисні огорожі.

Висота ярусу для цегляної кладки якщо кладка ведеться в 1,5; 2 цеглини 1,2 м, якщо кладка в 3 цеглини то висота ярусу 0,9 м.

Подача розчину і цегли на робоче місце повинна виконуватись на піддонах і футлярах і виключаючи падіння матеріалів для цього застосовуються стрілові і баштові крани.

Каміні розміщують постелями перпендикулярно діючій силі або з відхиленнями не більше 15° - 17° .

Прямі і перпендикулярні камені повинні бути взаємно перпендикулярними та паралельними, та укладатися з вертикальною та горизонтальною перебіжкою швів.

3.8.Схема операційного контролю якості виконання та приймання робіт

Допустимі відхилення	Величина відхилення мм					
	Для конструкцій із буту і бутобетону			Для конструкцій із цегли і других каменів правильної форми		
	Фундаменти	Стіни	Стовпи	Фундаменти	Стіни	Стовпи
Відхилення проектних розмірів по товщині	-30	+20	+20	15	-15(-10)	10
по відміткам обрізів і поверхні	-20 25	-10 15	-10 15	- 15	-10 15	15
по ширині простінків	-	-20	-	-	+20 (-15)	-
по зміщенні осей суміжних віконних проїзів	-	20	-	-	20	-
по зміщенні осей конструкцій	20	15	10	10	10	10
Відхилення поверхні і кутів кладки від вертикалі						
на один поверх	-	20	15	-	10	10
на всю будівлю	20	30	30	10	30	30
Відхилення рядів кладки від горизонталі на 10 м довжини	30	20	-	20	20 (15)	-
Нерівності на вертикальних поверхнях кладки знаходячі при накладанні рейки довжиною 2 м						
оштукатуреної	-	15	15	-	10	5
неоштукатуреної	20	15	15	5	5	5

3.9.Заходи при виконанні заданого виду робіт:

З техніки безпеки

При кладці стін висотою більше 7 м необхідно застосовувати захисні козирки по периметру будівлі, які повинні відповідати таким вимогам:

Ширина захисних козирків повинна бути не менше 1,5 м, і вони повинні бути влаштовані з ухилом до стіни так, щоб ухил між нижньою частиною стіни будівлі і поверхнею козирка, був 110° , а щілина між стіною будівлі і настидом і козирка не перевищувала 50 мм;

Захисні козирки повинні витримувати рівномірно розгашоване снігове навантаження, встановлене для заданого кліматичного району, і місцеве навантаження не менше 1600 Н (160 кгс), прикладену в середині прольоту;

Перший ряд захисних козирків повинен мати суцільний настил на висоті не більше 6 м від землі і не зніматися до кінця завершення кладки стін, а другий ряд, виготовлений із суцільного чи сітчастого матеріалу не більше 50 x 50 мм, + встановлюються на висоті 6–7 м над першим рядом, а після чого по ходу кладки перекладаються через кожні 6–7 м.

Робочі зайняті на встановленні, очистці або знятті захисних козирків, повинні працювати із запобіжними поясами. Ходити по козиркам, використовувати їх в якості підмашення, а також складувати на них матеріали не допускається.

Без влаштування захисних козирків допускається вести кладку стін висотою до 7 м, а також висотою більше 7 м при умови перекладання сітчастих огорожень, встановлених на рівні кладки.

При кладці промислових цегляних труб не допускається виробництво робіт по верху труби під час грози або при вітрі швидкістю більше 15 м/с.

Над місцем завантаження підйомника повинен бути на висоті 2,5–5 м встановлений захисний подвійний настил із дошок товщиною не менше 40 мм.

Знімати тимчасові кріплення елементів карниза або облицювання стін допускається після досягнення розчином необхідної міцності, установлені проектом.

З охорони праці

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць повинна забезпечувати безпечні умови праці робітників.

Зона постійно діючих небезпечних виробничих факторів повинні бути огорожені.

Біля в'їзду на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху автотранспорту, а на узбіччях доріг дорожні знаки.

Проїзди, прокоди і робочі місця необхідно регулярно очищати, не загромождувати.

Ширина проходів до робочих місць і на робочих місцях повинна бути неменша 0,6 м, висота – неменша 1,8 м.

Прорізи в стінах повинні бути огорожені, якщо відстань від перекриття до низу прорізу менша 0,7 м.

Подача матеріалів, конструкцій повинна здійснюватися в технологічній послідовності, яка забезпечує безпеку робіт.

Складання матеріалів на робочих місцях необхідно виконувати так, щоб вони не звужували проходи і не викликали небезпеки виконання робіт. Місця роботи машин необхідно створити так, щоб був забезпечений простір, достатній для огляду робочої зони і маневрування. Всі особи, які знаходяться на будівельному майданчику, повинні носити захисні каски.

При складуванні конструкції необхідно передбачити проходи: повздовжні – через 10 м, поперечні – через 25 м.

При влаштуванні на будівельному майданчику електричної мережі необхідно передбачити можливості відключення всього електрообладнання в межах ділянки або всього об'єкта.

Металеві пристрої, споруди та механізми повинні бути заземлені.

Противожежні заходи

Пожежна безпека на будівельному майданчику, ділянках робіт і робочих місцях повинна забезпечуватися у відповідності з вимогами правил пожежної безпеки при виконанні зварювальних та інших робіт.

Не допускається використання вогню в радіусі менше 50 м від місця застосування і складування матеріалів з легкозаймистими властивостями.

З метою забезпечення пожежної безпеки на будівельному майданчику необхідно передбачити наявність пожежних гідрантів, пожежних щитів і так далі.

З охорони навколишнього середовища

Необхідно бережно ставитися до рослинного шару ґрунту і повторно використовувати його для благоустрою території будівельного майданчика, сприяти збереженню зелених насаджень на будівельному майданчику протягом усього періоду будівництва.

Дерева і кущі на майданчику потрібно огородити і зробити попереджувальні надписи.

Механізми з приводом від ДВЗ повинні бути перевірені та відрегульовані на допустиму наявність ОС у відпрацьованих газах.

Будівельне сміття з будови повинно вивозитися в закритих ящиках або контейнерах, забороняється спалювати сміття і бітумні мастики. Пилоподібні матеріали належить зберігати в закритій тарі й не допускати їх розпилення при навантажувальних і розвантажувальних роботах.

Проїзну частину дороги необхідно періодично поливати водою.

Не допускати засмічення прилеглих водоймищ, зелених насаджень, ґрунтових вод будівельним сміттям і нечистотами.

Не залишати після будівництва сміття, вибракуваних збірних конструкцій, тари з-під шкідливих рідин та ін.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Список літератури

Характеристика джерела	№ посилання	Приклади бібліографічного опису
Книги: - один автор	1	Веселов В. А. Проектирование оснований и фундаментов. М.: Стройиздат, 1990. – 240с.
	2	Учеб. пособие для строит. вузов. / Под ред. В.М. Бондаренко. Расчет железобетонных и каменных конструкций»: – М.: Выс. шк., 1988. – 430 с
Два і більше автора	3	Бодьин Г. М. и др. Технологии строительного производства. Л. Стройиздат, 1987. – 197с.
	4	Справоч. Пособие. / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский и др. ; Под. ред. А. Б. Гольшева. Проектирование железобетонных конструкций»: – М.: Будивельник, 1985. – 496с.
Нормативні документи зі стандартизації	5	Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.
	6	Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с
Нормативні документи зі стандартизації	7	ДБН В. 1.2-2:2006. Навантаження і впливи.
	8	ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель.
Нормативні документи зі стандартизації	9	ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування»
	10	ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»
Нормативні документи зі стандартизації	11	ДБН В.2.1-10:2009 Основи та фундаменти будівель та споруд.
	12	ДБН В.2.2-15-2005 Житлові будинки.

НУБІП України

Характеристика джерела

№ посилання	Приклади бібліографічного опису
13	ДСТУ-Н.Б.В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
14	ДБН 360-92 ** Планировка и застройка городских и сельских поселений
15	ДСТУ Б В.2.6-189:2013 Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель
16	ДСТУ Б В.2.6-190:2013 Настанова з розрахункової оцінки показників теплостійкості та теплосасвоєння огорожувальних конструкцій
17	ДСТУ Б В.2.6-191:2013 Настанова з розрахункової оцінки повітропроникності огорожувальних конструкцій
18	Корнієнко М.В. Основи і фундаменти. Навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2009. – 150 с.
19	Барашиков А.Я., Колякова В.М. Будівельні конструкції : підручник – К.: Видавничий дім “Слова”, 2011.
20	Залізобетонні конструкції: Підручник / П. Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко; за ред. П.Ф.Вахненка. - К. : Вища школа, 1999. – 508с.

НУБІП

НУБІП

НУБІП

НУБІП

НУБІП

НУБІП

України

України

України

України

України

України