

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ**

Факультет будівництва та
архітектури

Кафедра технології та
організації будівництва



ДИПЛОМНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

на тему: Житловий 12-ти поверховий будинок у м. Львів з аналізом
сейсмічного навантаження на монолітні будівлі

Студент	(підпис)	Музичук І.С. (прізвище та ініціали)
Керівник роботи	(підпис)	Фамуляк Ю.Є. (прізвище та ініціали)
Консультанти:		
Архітектурно-будівельний розділ	(підпис)	Степанюк А.В. (прізвище та ініціали)
Розрахунково-конструктивний розділ	(підпис)	Гнатюк О.Т. (прізвище та ініціали)
Технологічно-організаційний розділ	(підпис)	Фамуляк Ю.Є. (прізвище та ініціали)
Економіка будівництва	(підпис)	Матвіїшин Є.Г. (прізвище та ініціали)
Охорона праці та довкілля	(підпис)	Березовецький А.П. (прізвище та ініціали)
Наукова робота	(підпис)	Фамуляк Ю.Є. (прізвище та ініціали)

РЕФЕРАТ

Житловий 12-ти поверховий будинок у м. Львів з аналізом сейсмічного навантаження на монолітні будівлі.

Музичук Ігор Степанович – Дипломний проект. Кафедра технології та організації будівництва – Дубляни, Львівський національний університет природокористування, 2022 р.

Дипломний проект: 105с. текст. част., 31 рис., 18 таблиць, __ арк. граф. част., 64 джерел.

Розроблено 12-ти поверховий житловий будинок з архітектурно-будівельним обґрунтуванням, запроектовано фундаменти, розроблено технологічну карту на влаштування монолітних конструкцій, календарний графік виконання робіт, будгенплан. Проведено аналіз сейсмічного навантаження на монолітні будівлі.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	8
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	9
1.1 Загальні вказівки	9
1.2 Генплан	9
1.3 Техніко-економічні показники генплану.	11
1.4 Архітектурно-планувальні вирішення	11
1.5 Конструктивні рішення.....	13
1.5.1 Житлова блок-секція	13
1.5.2 Підземна автостоянка	14
1.6. Інженерне обладнання	16
1.7 Оздоблення будівлі	16
1.7.1 Зовнішнє оздоблення.....	16
1.7.2 Внутрішнє оздоблення.....	16
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	20
2.1. Загальні положення з розрахунку конструкцій.....	20
2.2 Розрахунок фундаменту	22
2.2.1 Коротка характеристика проектованого будинку	22
2.2.2 Фізико-механічні властивості ґрунтів.....	23
2.2.3 Характеристики і компонування фундаменту	26
2.3 Статичний розрахунок фундаментної подушки.....	29
2.4 Конструювання монолітних фундаментних плит	35
2.5 Конструювання армування монолітної плити.....	35
РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.....	37
3.1. Технологічна карта на влаштування монолітних конструкцій типового поверху.	37
3.1.1 Вихідні дані.....	37
3.1.2 Організація і методи роботи	38
3.1.3 Виконання робіт у зимовий період	40
3.1.4 Відомість потреби в матеріалах, конструкціях і напівфабрикатах...	41
3.1.4 Калькуляція працезатрат на зведення типового поверху	42

3.1.5 Технологічні комплекти засобів механізації інструмента і реманенту для укладання бетону.....	43
3.1.6 Комплект устаткування, інструмента і реманенту розраховуючи на ланку арматурників.....	45
3.1.7 Контроль якості виконання робіт.....	46
3.2 Організація і планування будівництва.....	49
3.3 Будгєнплан	49
3.3.1 Визначення зон впливу крана	50
3.3.2 Визначення кількості працюючих у найбільш численну зміну	52
3.3.3 Розрахунок площі тимчасових адміністративно-побутових будинків	53
3.3.4 Розрахунок площі складських приміщень.	53
3.3.5 Розрахунок кількості прожекторів	54
3.3.6 Розрахунок потреби в електроенергії.....	54
3.3.7. Розрахунок потреби води.	56
РОЗДІЛ 4 ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА.....	59
4.1 Зведений кошторисний розрахунок.....	60
4.2 Об'єктний кошторис.....	63
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ	66
5.1 Вступ.....	66
5.2. Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів.....	67
5.3 Визначення розрахункових параметрів стропа.....	70
РОЗДІЛ 6 НАУКОВА РОБОТА	72
6.1 Аналіз основних принципів проектування сейсмостійких монолітних будинків.....	72
6.2 Стан теорії розрахунку монолітних будинків.....	79
6.2.1 Загальні відомості.....	79
6.2.2 Розрахунок вузьких простінків.....	82
6.2.3. Розрахунок широких простінків.....	84
6.3 Теоретичне вивчення напружено-деформованого стану стін монолітних будинків при складному завантаженні	88

	7
6.3.1 Метод і спрямованість теоретичних досліджень	88
6.3.2 Основні результати теоретичних досліджень	92
6.3.3 Аналітичний метод розрахунку несучої здатності стін монолітних будинків з урахуванням сейсмічного впливу	96
ВИСНОВКИ	100
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	101

ВСТУП

У даному дипломному проєкті розроблений дванадцятиповерховий одnoseкційний житловий будинок, розташований у житловому мікрорайоні міста Львів.

Об'єкт розташований у громадсько-діловій зоні міста. Місцевість характеризується добрими екологічними умовами. Поруч із об'єктом розташований лісопарк. Ділянка будівництва характеризується спокійним рельєфом. Розташування будинку забезпечує виконання необхідних умов інсоляції і освітленості житлових приміщень, а також дотримання побутових розривів у відповідності до норм. Кліматичні умови будівництва нормальні. Під'їзди до проєктованого будинку здійснюється проїздами, що поєднуються з головними вулицями.

Будинок призначений для проживання людей. Також на першому поверсі розташовується комерційні приміщення. У підвальному поверсі індивідуальний-тепловий пункт, насосна, диспетчерська обслуговування автостоянки і багажне відділення. Верхній поверх – технічний.

Житловий будинок і автостоянка виконані в монолітному варіанті. Бетон важкий класу С20/25. арматури класу А500 і Вр-I.

Просторова стійкість будинку забезпечується спільною роботою залізобетонних стін і дисків перекриття у вигляді монолітних безбалкових плит товщиною 160 мм. Зовнішніми огорожуючими конструкціями є керамічна цегла з утепленням і фінішнім оздобленням.

Початок зведення будинку – березень.

Нормативна тривалість будівництва – 10 місяців.

База будівельної індустрії перебуває в місті Львів. Основний спосіб доставки матеріалів – автомобільним транспортом.

Водопостачання, електропостачання і інші ресурси підводять від найближчих комунікацій.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальні вказівки

Призначення будинку: Монолітний 12-ти поверховий житловий будинок з підземною автостоянкою.

Місце будівництва: м. Львів.

Кліматичний район: II В (ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010)

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту – 80 см.

Температура внутрішнього повітря приміщення = 20°C

Температура найбільш холодної п'ятиденки = -29°C

Інженерно-геологічні умови – звичайні.

Характеристика будинку:

Клас капітальності - II

Ступінь вогнестійкості – I

Ступінь довговічності – I

1.2 Генплан

Проектований будинок будується на ділянці зі спокійним рельєфом з ухилом на схід. Розміри ділянки визначені у відповідності зі «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень» і становить 0,54га. Проектований будинок орієнтований на північний захід, підземна автостоянка розташована на південно-східній стороні будинку. Між будинками прийняті розриви з урахуванням вимог санвузлах і протипожежних норм. До проектованого будинку забезпечений автомобільні проїзди шириною дорожнього полотна 5 м, які забезпечують транспортний зв'язок з головними вулицями. В'їзд на автостоянку організований з південно-західної сторони.

Об'єкт розташований у громадсько-діловій зоні будівництва, поблизу раніше зведених житлових будинків, дитячого садка і об'єктів охорони здоров'я. Місцевість характеризується добрими екологічними умовами. Поруч із об'єктом розташований лісопарк. Ділянка будівництва житлового будинку характеризується спокійним рельєфом.

При розробці генерального плану виконувалися всі необхідні заходи щодо забезпечення необхідних сантехнічних норм по інсоляції і шумозахисту. За умовами інсоляції житловий будинок розташований з урахуванням забезпечення нормативної освітленості інсоляції кожної квартири. Квартири мають двосторонню орієнтацію. Забезпечений рівень шуму, при наявності підземної автостоянки, у відповідності гігієнічними нормативами.

Проектом будівництва передбачається ряд природоохоронних заходів, що сприяють ліквідації небезпечних геологічних процесів, санітарному очищенню території, озелененню і благоустрою.

Після завершення будівництва передбачається відновлення і відновлення рослинного покриву і насаджень на всій території будівництва. У зоні забудови висаджуються дерев, кущі, відновлюються газони. Створюється мережа доріг і тротуарів.

Інженерна підготовка території включає відвід дощових і поталих вод лотками в дорогах до закритого водостоку. Відвід поверхневих вод здійснюється системою закритої водостічної мережі через водоприймальні решітки, розташовані уздовж доріг. Стічні води від будинку зводяться в зовнішню каналізаційну мережу і далі на міські очисні споруди.

Поздовжні ухили по дорогах у межі норм. Поперечні ухили прийняті для доріг і тротуарів – 2 %. Ухил рампи автостоянки не більше 10% .

Благоустрій ділянки, відведеної під будівництво, містить у собі наступні заходи:

- покриття проїздів, тротуарів, майданчиків;
- мощення тротуарів, а також доріжок на озелененій території бруківкою;
- озеленення з влаштуванням газонів, збереженням старих і посадкою нових зелених насаджень;
- влаштування дитячого ігрового майданчика з озелененням і установкою малих архітектурних форм типу: пісочниць, гойдалку, малих архітектурних форм;
- установка ліхтарів зовнішнього освітлення для обслуговування території в темний час доби.

1.3 Техніко-економічні показники генплану.

Площа ділянки - 5417 м².

Площа забудови – 1321 м².

Відношення площі забудови до площі ділянки - 0,24

Площа твердого покриття – 1384 м²

Відношення площі твердого покриття до площі ділянки – 0,26

Площа озеленення – 3412 м².

Відношення площі зелених насаджень до площі ділянки – 0,63

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники будинку

№ п/п	Найменування показників	Кількість
1	2	3
1	Кількість поверхів	12
2	Будівельний об'єм будинку	17742 м ³
3	Житлова площа будинку	3921 м ²
4	Загальна площа квартир	5296 м ²
5	Кількість квартир (усього)	44
	Двокімнатних	22
	Трикімнатних	22
6	Коефіцієнт ефективності архітектурно-планувального вирішення К ₁	0,7
7	Коефіцієнт ефективності об'ємно-планувального вирішення К ₂	3,4
8	Площа автостоянки	716,6 м ²

1.4 Архітектурно-планувальні вирішення

Житловий дванадцятиповерховий монолітний будинок складається з однієї блок-секції з розмірами в осях «1 – 15» - 29,7м і « А-Н» - 19м і автостоянки «1 – 15» - 29,7м і « А-А4» - 23,19 м

По висоті будинок складається з технічного поверху, першого нежитлового поверху, 11 – ти житлових поверхів і горища. Блок-секція вирішена із спокійним режимом віконних прорізів.

Житловий будинок має в блок-секції один пасажирський і один вантажний ліфти, розташовані в сходово-ліфтовому блоці, який перебуває в центральній частині блок-секції. Він містить у собі: ліфтову шахту, що йде по всій висоті будинку, сходовий майданчик і сходовий марш. На першому поверсі через нього здійснюється вихід на вулицю, на всіх поверхах вихід в загальний коридор.

На першому поверсі запроектовані комерційні приміщення з окремим самостійним входом і виходом.

У підземній частині будинку розташована автостоянка на 17 парко-місць, в'їзд у яку здійснюється через автоматичні ворота. Висадження людей може проводитися безпосередньо на самій стоянці. Пересування людей з автостоянки в житловий будинок здійснюється по коридорах технічного поверху, який повідомляється з надземними поверхами через вантажний ліфт, а також має окремі виходи на вулицю. Для сервісу і охорони автостоянки на технічному поверсі запроектовані приміщення багажне відділення і служби охорони.

На технічному поверсі також запроектовані ІТП і насосна.

На типовому поверсі запроектовано чотири квартири – дві двокімнатні і дві трикімнатні. У всіх квартирах дотримано зонування житлових і громадських зон. Усі квартири мають нормовану інсоляцію і обладнані лоджіями, які являють собою літні приміщення квартир трапецевидної і прямокутної форми, обгороджені стінами і огороженнями на висоту 1,2 метра. Глибина лоджії при цьому становить 1,2 – 1,8 метра. Частина лоджії зашклена.

Висота поверху 3,08 метра (від підлоги до стелі 2,85 метра). Будинок запроектований з теплим технічним поверхом, висотою 2,4 метра, де розташовані вентиляційна камера, машинне відділення ліфтів, верхнє розведення інженерних комунікацій і збір повітря з вентиляційних каналів.

Усі кімнати і кухні мають природне освітлення через віконні прорізи, а внутрішньо-квартирні коридори – через зашклені двері.

1.5 Конструктивні рішення

1.5.1 Житлова блок-секція

Конструктивний тип – безкаркасний

Конструктивна схема – з поздовжніми і поперечними стінами.

Фундамент – монолітна залізобетонна плита на пальному полі запроектована з бетону класу С20/25 висота плити рівна 700мм армована каркасами і окремими стержнями класу А500. Перед влаштуванням монолітної залізобетонної фундаментної плити виконується бетонна підготовка з бетону класу С8/10 товщиною 100мм.

Стіни зовнішні – виконуються багатошаровими. У зоні перекриття виконуються отвори із заповненням термовкладишами з пінополістирола. Конструкції стін: керамічна цегла, а також газоблоки.

Зовнішні стіни підвалу виконуються з бетонних блоків типу ФБС у зоні нижче поверхні землі. Вище землі стіни підвалу виконуються з керамічної цегли товщиною 380мм з утепленням екструдованим пінополістиролом і фарбування. Усі поверхні стін, що стикаються із землею, обробляються гарячим бітумом за два рази.

Стіни внутрішні – монолітні залізобетонні стіни товщиною 160мм із бетону класу С20/25, армовані окремими стержнями з арматури класу Вр-I, а в місцях перерізаня поздовжніх і поперечних стін армування просторовими каркасами з арматур класу А500. Крок внутрішніх стін 1,8 – 4,4 метра

Перекриття – запроектовані монолітними залізобетонними товщиною 160мм із бетону класу С20/25, з арматурами класу А500.

Перегородки - внутрішні перегородки із цегли товщиною 120мм. У місцях примикання перегородок до бетонних стін і перекриття через 1,5 метра прикріплені дюбелями.

Покрівля – покрівля чотиришарова рулонна, плоска. Утеплювач із пінополістирола і керамзитового гравію для створення ухилу. Водостік з покрівлі організований внутрішній, запроектований із трьома лійками.

Сходи - сходові марші залізобетонні заводського виготовлення.

Ліфти - ліфтові шахти запроектовані монолітні залізобетонні з бетону класу С20/25 і арматури класу А500.

Просторова жорсткість будинку забезпечується спільною роботою стін і перекриття. Для проходу електромережі через бетонні стіни просвердлюються отвори діаметром 50мм. Шахти димовидалення прокладаються паралельно кладці.

1.5.2 Підземна автостоянка

Конструктивний тип – каркасний.

Конструктивна схема – зовнішні несучі стіни і капітельні колони із кроком $6 \times 7,2$ і $6 \times 7,65$

Фундамент – монолітна залізобетонна плита на пальному полі запроєктована на тій же відмітці, що і фундаментна плита житлової блок-секції. Висота плити рівна 420мм, виконана з бетону класу C20/25 армована каркасами і окремими стержнями класу A500. Перед влаштуванням монолітної залізобетонної фундаментної плити виконується бетонна підготовка з бетону класу C8/10 товщиною 100мм.

Колони – монолітні залізобетонні Ø500мм із капітелями монтуються в монолітні стакани фундаментної плити. Виконані з бетону класу C20/25 і арматури класу A500.

Стіни зовнішні – «стіна в ґрунті», по периметру огорожуюча конструкція з монолітного бетону товщиною 300 мм із гідроізоляцією.

Покриття – монолітне по колонах, що опираються на торцях на зовнішні стіни і кріпиться до них жорстко. Покриття експлуатоване, на ньому запроєктований дитячий майданчик.

Конструкція підлоги – у пазухи між ребрами по лінії колон, після попередньої встановлення водоприймальних лотків, засипається гравій. По ньому влаштовують монолітна наливна підлога з армуванням товщиною 110 мм.

В'їзд – здійснюється по рампі із проектним ухилом не більш 10%. Рампа також виконана з монолітного залізобетону зі стінами товщиною 300 мм. По проїзній частині рампи влаштовується антиковзне покриття. Тротуар асфальтується.

Ворота – рулонні автоматичні. Перед воротами монтується водоприймач, стічні води з якого зливаються в зовнішню каналізаційну мережу.

Газопостачання і вентиляція здійснюється по каналах примусової системи вентиляції.

1.5.3 Заходи щодо вибухової і пожежної безпеки

Дванадцятиповерховий односекційний житловий будинок відноситься до першої категорії вогнестійкості.

Конструкція стін ліфтових шахт виконана з монолітного залізобетону товщиною 160мм. Для забезпечення напору повітря в ліфтових шахтах у випадку пожежі, запроєктована приточна система вентиляції з розміщенням в окремому приміщенні на горищі.

Застосовувані протипожежні перешкоди будинків виконуються з негорючих матеріалів і мають відповідну межу вогнестійкості.

Евакуаційні незадимлені пожежні сходи поєднуються із приміщеннями (ліфтові холи і тамбур-шлюз) через зовнішню повітряну зону по балконах. Ширина маршу сходів 1,05 метра. Між маршами передбачений зазор 10 см. Сходи мають вихід безпосередньо назовні через подвійний тамбур, відділеного від ліфтового холу протипожежною стіною.

Сходово-ліфтовий хол відділений від коридору протипожежними дверима з армованим склом, з дотягувачами і ущільненням у притворах. У якості другого евакуаційного виходу прийнятий вихід на лоджію із глухими простінками 1,2 метра і пожежно-евакуаційними сходами з 12 по 5-ий поверх.

Входи і виходи між житловою блок-секцією і автостоянкою здійснюються через тамбури відповідно до пожежних вимог. Застосовуються протипожежні двері з антипаніковим замком.

1.5.3 Заходи щодо захисту від шуму

Зниження рівня шуму згідно ДБН досягається за рахунок віддалення будинку від проїзної частини вулиць, а також за рахунок посадки різновисоких зелених насаджень.

У районі будівництва будинку немає об'єктів, що є постійними джерелами шуму. Вікна і балконні двері, у житловому будинку металопластикові зі спареним склопакетом.

1.6. Інженерне обладнання

Вентиляція – природня витяжна з кухні і санвузлів.

Опалення – центральне, з температурою води 105 – 70°C. Система тупикова з верхнім розведенням з типових стояків, розрахована на змінну температуру і втрату тиску в радіаторах.

Водопровід господарсько-питний від зовнішньої мережі.

Водостік внутрішній, розташований у сходовій клітці, з відкритим випуском.

Зовнішнє і внутрішнє електроосвітлення від мережі 380 – 220В.

1.7 Оздоблення будівлі

1.7.1 Зовнішнє оздоблення

Цоколь оштукатурюється і фарбується.

Стіни фасаду оштукатурюються по сітці і фарбуються.

1.7.2 Внутрішнє оздоблення

Дверні коробки, полотна, плінтуси, входні двері у квартири із заводським фарбуванням.

Віконні коробки – металопластикові.

Металеві вироби – емаліями.

Таблиця 1.1 – Відомість оздоблення приміщень

Найменування приміщень	Вид оздоблення						Примітка
	стелі	S, м ³	стіни або перегородки	S, м ³	низ стін або перегородок	S, м ³	
1	2	3	4	5	6	7	8
Житлові і не житлові кімнати коридори, прихожі, комори.	Оздоблення під фактуру Гипсокартон	2246 306,7	Поліпшена штукатурка, обклеювання шпалерами.	2087,7			
Санвузли	Фарбування водоемульсійною поліпшеною фарбою білого кольору	112	Поліпшена штукатурка, фарбування олійною фарбою.	50,8	Глазурована плитка.	443,5	$h = 2,2$ м
Сходові клітки	Фарбування водоемульсійною поліпшеною фарбою білого кольору	667,8	Поліпшена штукатурка, фарбування олійною фарбою.	984			
Кухні	Фарбування водоемульсійною поліпшеною фарбою білого кольору	223	Поліпшена штукатурка, обклеювання шпалерами.	300,87	Глазурована плитка по фронту обладнання.	211,8	$h = 1,4$ м

Гараж	Фарбування водоемульсійною поліпшеною фарбою білого кольору	716,6	Фарбування олійною фарбою на h=2 м	147,44			
-------	---	-------	------------------------------------	--------	--	--	--

Таблиця 1.2 – Експлікація підлог

Найменування приміщень	Тип підлоги	Схема підлоги	Елементи підлоги	S, м ²
1	2	3	4	5
Житлові кімнати, коридори	1		<ul style="list-style-type: none"> - паркетні дошки на клею – 22 - деревоволокниста плита – 4 - поліетиленова плівка марки М0.500 – 2 шари - мінеральна плита марки ППЖ200 – 52 - поліетиленова плівка марки М0.500 – 2 шари - плита перекриття – 160 	5109
Офіси, комори, коридори	2		<ul style="list-style-type: none"> - лінолеум на мастиці – 3 - стяжка цементно-піщана М 150 – 20 - керамзитобетон марки D 400 -55 - плита перекриття – 160 	1558,6

Інженерно-технічні приміщення	3		<ul style="list-style-type: none"> - цементно-піщаний розчин із залізненням – 40 - керамзитобетон марки D400 – 100 - гідроізол – 2 шари - плита фундаменту – 700 	293,21
Кухні, санвузли, лоджії	4		<ul style="list-style-type: none"> - керамічна плитка-10 - стяжка цементно-піщана М 150 – 20 - керамзитобетон марки D400 – 50 - гідроізоляція - плита перекриття – 160 	1041
Гараж	5		<ul style="list-style-type: none"> - бетонна підлога із залізненням – 110 - гравій – 280 - шар гідроізолу - плита фундаменту - 420 	716,6

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Загальні положення з розрахунку конструкцій

В даний час висотні будинки все частіше застосовуються при забудові міст. Конструкції таких будинків - це каркас із монолітного залізобетону, який на відміну від збірних каркасів, що раніше застосовувався (для яких був накопичений достатній досвід розрахунку, проектування і зведення) має ряд особливостей, до основних з яких можна віднести:

- безбалкові перекриття, що мають складну конфігурацію в плані, зумовлені наявністю великої кількості нерегулярно розташованих балконів, еркерів, лоджій, отворів;

- нерегулярно розташовані вертикальні несучі елементи – діафрагми, колони, пілони;

- не несучі зовнішні стіни, поповерхово, опираються на міжповерхове перекриття;

- фундаментні конструкції, що являють собою фундаментну плиту, що опирається на пильову основу або на ґрунтову основу, посилене палями (рідше тільки на ґрунтову основу). Дуже часто основа фундаментної плити має яскраво виражену нерівномірну жорсткість, зумовлені наявністю кастрів, нерівномірними властивостями ґрунтів, підвищеною твердістю ґрунту і палей у периферійних зонах плити і іншими факторами, що суттєво впливають на напружено-деформований стан фундаментної плити і вищележачих конструкцій будинку.

Сучасні потужні технічні платформи, операційні середовища і спеціалізовані програмні комплекси для розрахунку і проектування конструкцій дозволяють не тільки скласти і досліджувати докладні розрахункові схеми, але і провести комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу конструкції, включаючи стадії зведення і експлуатації.

Володіючи таким інструментарієм, фахівець може одержати дуже докладну інформацію про те, як працює конструкція, де її слабкі місця, на що слід звернути увагу в першу чергу. Так само як і при натурних випробуваннях, фахівець, приступаючи до розрахунку повинен знати, що він чекає від результатів

розрахунку, які ефекти він очікує виявити. Різні комп'ютерні моделі можуть відбивати ті або інші властивості конструкції. Але головною залишається проблема побудови комп'ютерної моделі, по можливості, що адекватно відбиває ті або інші конструктивні вирішення.

У даному розділі дипломного проекту технологія автоматизованого розрахунку і проектування на основі програмного комплексу МОНОМАХ.

Програмний комплекс МОНОМАХ призначений для розрахунку і проектування конструкцій будинків з монолітного залізобетону, а також будинків із цегляними стінами. У цьому випадку із цього комплексу використовувалася програма «Плита».

Дана програма використовується для автоматизованого проектування плоских монолітних залізобетонних плит перекриття і фундаментних плит будинків на природній основі і пальному полі і орієнтована на інженерів-проектувальників залізобетонних конструкцій.

Функції програми:

- Надається інструментарій для формування моделі плити із заданими навантаженнями, а також можливість імпорту моделі із програми КОМПОНУВАННЯ.

- Проектує монолітну залізобетонну плиту перекриття, фундаментну плиту на природній основі або фундаментну плиту на пальному полі. Контур плити може бути довільним.

- Імпортується модель ґрунту із програми ҐРУНТ.

- Виконується формування розрахункової схеми і кінцево-елементний розрахунок. Визначаються вертикальні переміщення плити, внутрішні зусилля і реакції основи.

- На основі розрахункових комбінацій зусиль визначається необхідна площа перерізу арматури в нижній і верхній грані плити.

- Для зазначених користувачем зон армування виконується армування плити зварними сітками і окремими стержнями.

- Виконується розрахунок плити на продавлювання колонами і визначається необхідне поперечне армування в зоні продавлювання.

– Результати конструювання представляються у вигляді робочого креслення. Формуються dxf-файли креслень для роботи в інших графічних комплексах (Autocad, Archicad, Allplan).

- Розрахункова схема експортується в Програмний комплекс ЛІРА.
- Формується файл розрахункової записки.

2.2 Розрахунок фундаменту

2.2.1 Коротка характеристика проектованого будинку

Конструктивною схемою будинку є монолітні поперечні і поздовжні стіни. Конструктивна схема підземної автостоянки на відмітці -3.750 – монолітні залізобетонні зовнішні несучі стіни і капітельні колони.

По висоті будинок складається з технічного поверху, першого нежитлового поверху (офісні приміщення), 11-ть житлових поверхів і горища.

Запроектвані наступні конструкції:

фундамент – монолітна плита на пальовому полі,

внутрішні стіни і перекриття – монолітні,

зовнішні стіни – самонесучі, газоблок,

перегородки – цегляні,

колони – монолітні,

будинок обладнаний пасажирськими і вантажними ліфтами.

2.2.2 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Місце будівництва – м. Львів

Нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,0 м

Розрахункова глибина промерзання – 0,8 м

Вага снігового покриву для III району – 1,31 кПа

Ґрунти ділянки будівництва:

1 шар – супіски;

2 шар - суглинки;

3 шар – глина.

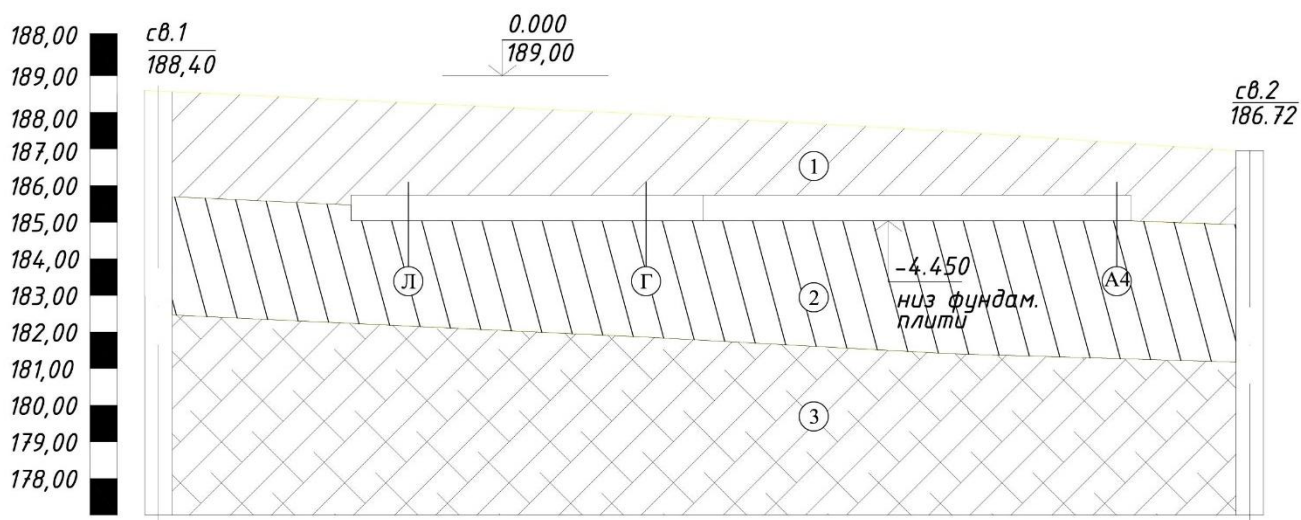


Рис. 2.1 Геологічний розріз ділянки по свердловинах 1 – 2.

2.2.2 Фізико-механічні властивості ґрунтів

Таблиця 2.1 – Фізико-механічні властивості ґрунтів.

Найменування показників	Супіски	суглинки	Глина
1	2	3	4
Питома вага ґрунту γ кН/м ³	20.5	19.0	17.0
Питома вага твердих часток ґрунту γ_s кН/м ³	26.6	25.6	27.0
Природна вологість, W	0.150	0.260	0.34
Коефіцієнт стисливості, m_0 кПа-1	0.060	0.080	0.065
Коефіцієнт фільтрації, κ_ϕ м/с	$2.0 \cdot 10^{-5}$	$2.6 \cdot 10^{-7}$	$3.1 \cdot 10^{-8}$
Кут внутрішнього тертя, φ_n	26	21	11
Розрахункове питоме зчеплення c_n кН/м ²	0.015	0.012	0.012
Вологість на границі текучості W_L	0.210	0.320	0.460
Вологість на границі розкочування W_p	0.150	0.210	0.245

Обчислюємо наступні характеристики ґрунтів:

1) число пластичності:

$$J_{1p} = W_L - W_p$$

$$J_{1p} = 0.210 - 0.150 = 0.06; J_{2p} = 0.320 - 0.210 = 0.11; J_{3p} = 0.460 - 0.245 = 0.215$$

По величині J_p уточнюємо найменування ґрунтів:

1 шар – супісок; 2 шар – суглинок; 3 шар – глина.

$$2) \text{ коефіцієнт пористості } e = g \cdot \frac{S \cdot (1 + w)}{g - 1}$$

$$e_1 = 26.6 \cdot \frac{1 + 0.150}{20.5 - 1} = 0.492; \quad e_2 = 25.6 \cdot \frac{1 + 0.260}{19 - 1} = 0.698; \quad e_3 = 27 \cdot \frac{1 - 0.340}{17 - 1} = 1.128$$

$$3) \text{ показник консистенції } J_L = \frac{W - W_p}{W_l - w_p}$$

$$J_{1L} = \frac{0.150 - 0.150}{0.06} = 0; \quad J_{2L} = \frac{0.260 - 0.210}{0.11} = 0.45; \quad J_{3L} = \frac{0.340 - 0.245}{0.215} = 0.44$$

За даними визначимо стан ґрунтів:

1 – шар супіски тверді,

2 – шар суглинки тугопластичні,

3 – шар глина тугопластична.

$$4) \text{ ступінь вологості: } S_s = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$$

де γ_w – питома вага води, рівна 10 кН/м^3 .

$$S_{1r} = \frac{0.150 \cdot 26.6}{0.492 \cdot 10} = 0.813; \quad S_{2r} = \frac{0.260 \cdot 25.6}{0.698 \cdot 10} = 0.95; \quad S_{3r} = \frac{0.340 \cdot 27.0}{1.128 \cdot 10} = 0.814$$

Усі три шари насичені водою

$$5) \text{ модуль деформації ґрунту } E_0 = \frac{\beta}{m_v}$$

де β – коефіцієнт, що характеризує розширення ґрунту, за формулою:

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \mu_0}{1 - \mu_0}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{2 \cdot 0.32}{1 - 0.3} = 0.743; \beta_2 = 1 - \frac{2 \cdot 0.352}{1 - 0.35} = 0.623; \beta_3 = 1 - \frac{2 \cdot 0.422}{1 - 0.42} = 0.392$$

де μ_0 – коефіцієнт відносної поперечної деформації;

m_v – коефіцієнт відносної стисненості, визначається за формулою:

$$m_v = \frac{\mu_0}{1 + e}$$

$$m_{1v} = \frac{0.06}{1 + 0.492} = 0.04 \text{ МПа}; m_{2v} = \frac{0.08}{1 + 0.698} = 0.0471; m_{3v} = \frac{0.065}{1 + 1.128} = 0.031$$

$$\text{тоді } E_1 = \frac{0.743}{0.04} = 18.575 \text{ МПа} = 1.86 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2;$$

$$E_2 = \frac{0.623}{0.0471} = 13.23 \text{ МПа} = 1.32 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2; E_4 = \frac{0.392}{0.031} = 12.645 \text{ МПа} = 1.265 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2$$

$$5) \text{ показник просадковості: } n = \frac{e_l - e}{1 + e}$$

де e_l – коефіцієнт пористості, відповідний до границі текучості;

$$e_l = \frac{W_L \cdot \gamma_s}{\gamma_w}$$

$$e_{1L} = \frac{0.21 \cdot 26.6}{10} = 0.56; e_{2L} = \frac{0.32 \cdot 25.6}{10} = 0.82; e_{3L} = \frac{0.46 \cdot 27.0}{10} = 1.242$$

$$n_1 = \frac{0.56 - 0.492}{1 + 0.492} = 0.046; n_2 = \frac{0.82 - 0.698}{1 + 0.698} = 0.072; n_3 = \frac{1.242 - 1.128}{1 + 1.128} = 0.055$$

так як $S_{1r}, S_{2r}, S_{3r} > 0.8$, то ґрунти до просадних не відносяться.

б) Визначаємо умовний розрахунковий тиск R_0 :

$$R_0 = \frac{e_2 - e_1}{e_2} \left[(1 - J_L) \cdot R_0(1.0) + J_L \cdot R_0(1.1) \right] + \frac{e - e_1}{e_1} \left[(1 + J_L) \cdot R_0(2.0) + J_L \cdot R_0(2.1) \right]$$

$$R_{10} = 300 \text{ кН/м}^2; R_{20} = 216.6 \text{ кН/м}^2; R_{30} = 181.7 \text{ кН/м}^2;$$

2.2.3 Характеристики і компонування фундаменту

Таблиця 2.2 – Характеристики і компонування плитного фундаменту товщиною 700мм

Точка	X(см)	Y(см)	Точка	X(см)	Y(см)	Точка	X(см)	Y(см)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1435.00	2200.00	2	2155.00	2200.00	3	2280.00	2050.00
4	2920.00	2050.00	5	3070.00	1910.00	6	3440.00	1907.00
7	3440.00	1530.00	8	3590.00	1433.00	9	3590.00	691.00
10	3440.00	463.00	11	3440.00	241.00	12	3440.00	0.00
13	3460.00	-2169.00	14	2550.00	-2169.00	15	1785.00	-2169.00
16	1020.00	-2169.00	17	150.00	-2169.00	18	150.00	463.00
19	0.00	670.00	20	0.00	1550.00	21	150.00	1640.00
22	150.00	1907.00	23	540.00	1910.00	24	670.00	2050.00
25	1110.00	2050.00	26	1320.00	2050.00			

Таблиця 2.3 – Характеристики і компонування фундаменту

№ конт.	H_z (см)	№ точки	X (см)	Y (см)	№ точки	X (см)	Y (см)
1	2	3	4	5	6	7	8
1	42.00	1	149.00	-2169.00	2	149.00	465.00
		3	1029.00	465.00	4	1029.00	310.00
		5	1438.00	310.00	6	1438.00	149.00
		7	2157.00	149.00	8	2157.00	310.00
		9	2560.00	310.00	10	2560.00	465.00
		11	3440.00	465.00	12	3459.00	-2169.00

Таблиця 2.4 – Характеристики і компонування пальового фундаменту

Палі									
№	X, cm	Y, cm	Тип завдання	Жорсткість, T	Тип перерізу	b (d), cm	h (t), cm	l, cm	Розширення
1	310.00	1009.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
2	310.00	1109.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
3	310.00	1209.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
4	310.00	1309.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
5	310.00	1509.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
6	310.00	1609.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
7	310.00	1709.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
8	310.00	909.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
9	310.00	709.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
10	310.00	609.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
11	310.00	509.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
12	670.00	1009.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
13	670.00	909.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
375	3280.00	11.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
376	3280.00	111.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
377	3280.00	211.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
378	3280.00	311.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00
379	3280.00	411.00	Геометрія	3101.45	Кругле	40.00	20.00	300.00	1.00

Таблиця 2.5 – Характеристики матеріалів

Клас бетону	C20/25
Вид бетону	- важкий
Розрахунковий опір бетону на стиск	1480
Модуль пружності бетону	3.06e+006

Клас поздовжньої арматур (уздовж X)	A500
Розрахунковий опір поздовжньої арматур на розтягання	37500
Модуль пружності арматури	2e+007
Клас поздовжньої арматур (уздовж Y)	A500
Розрахунковий опір поздовжньої арматур на розтягання	37500
Модуль пружності арматури	2e+007
Клас поперечної арматур	A240
Розрахунковий опір поперечної арматур на розтягання	18000
Модуль пружності арматури	2.1e+007
Об'ємна вага	2.5
Жорсткість пружної основи ґрунту на стиск:	0
Жорсткість пружної основи ґрунту на зсуву:	0
Відстань до центрів ваги арматури:	
від нижньої грані	3
від верхньої грані	3
Розрахунок по II граничному стану проводився	
Ширина розкриття тріщин:	
короткочасних	0.4
тривалих	0.3

2.3 Статичний розрахунок фундаментної подушки

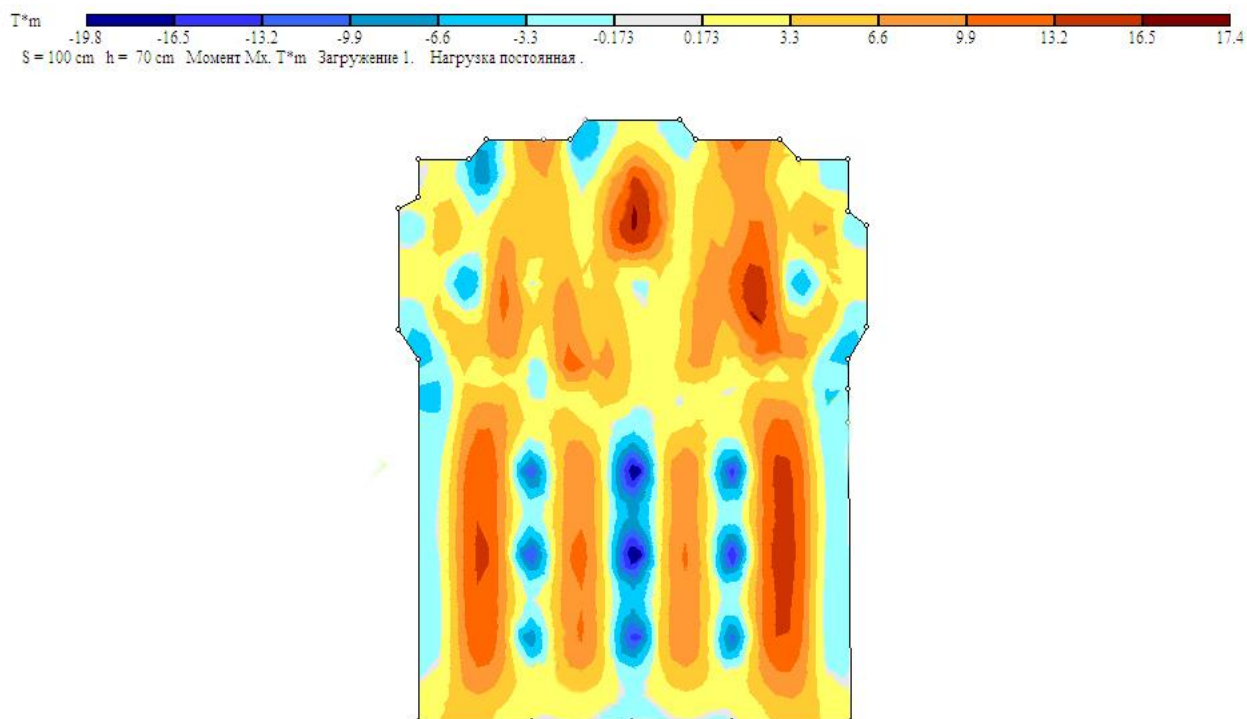


Рис. 2.2 Ізополя згинальних моментів M_x

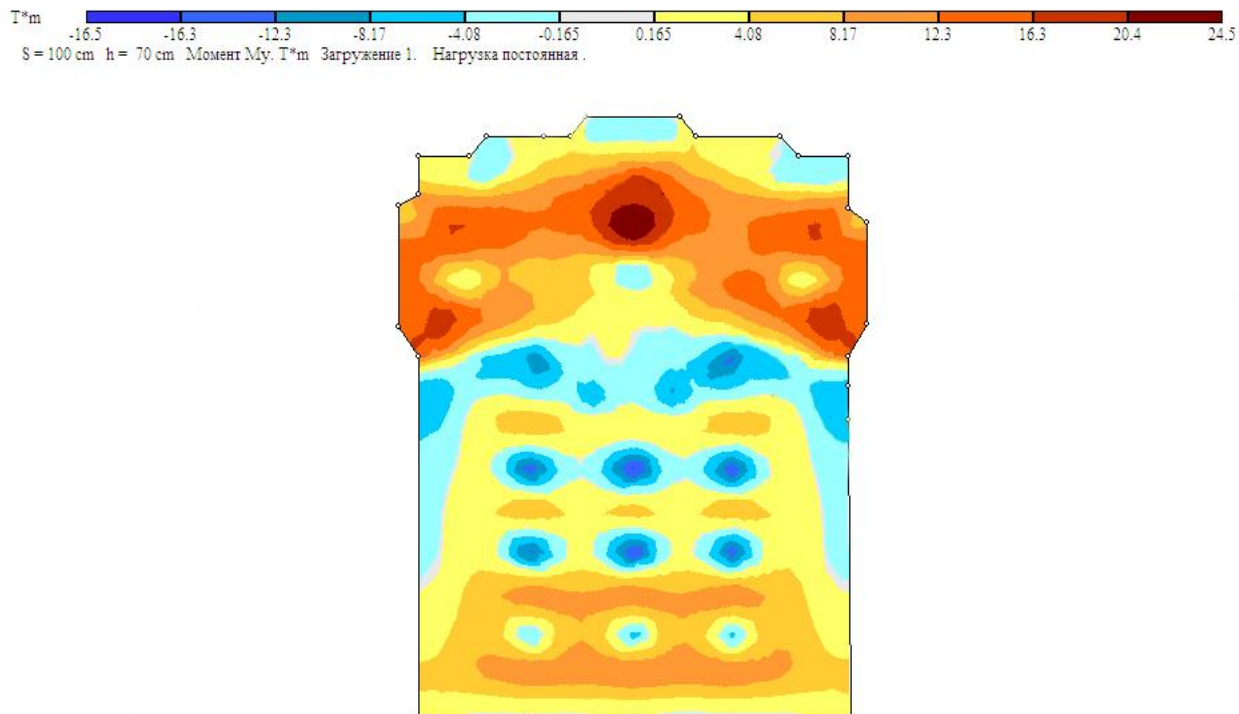


Рис. 2.3 Ізополя згинальних моментів M_y

T^*m -13.1 -11 -8.79 -6.6 -4.4 -2.2 -0.131 0.131 2.2 4.4 6.6 8.79 11 13.2
S = 100 cm h = 70 cm Момент M_{xy} , T^*m Загружение 1. Нагрузка постоянная.

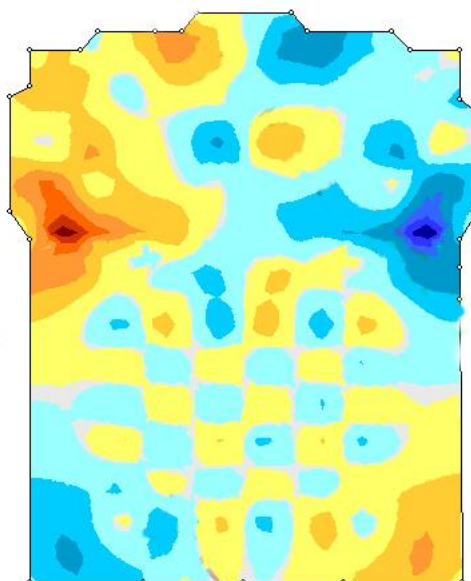


Рис. 2.4 Изополя згинальних моментів M_{xy}

T -26.2 -21.8 -17.4 -13.1 -8.72 -4.36 -0.252 0.252 4.36 8.72 13.1 17.4 21.8 25.2
S = 100 cm h = 70 cm Поперечная сила Q_x , T Загружение 1. Нагрузка постоянная.

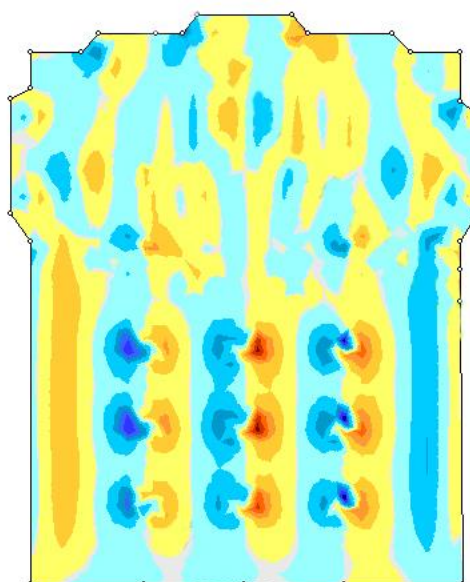


Рис. 2.5 Изополя поперечної сили Q_x

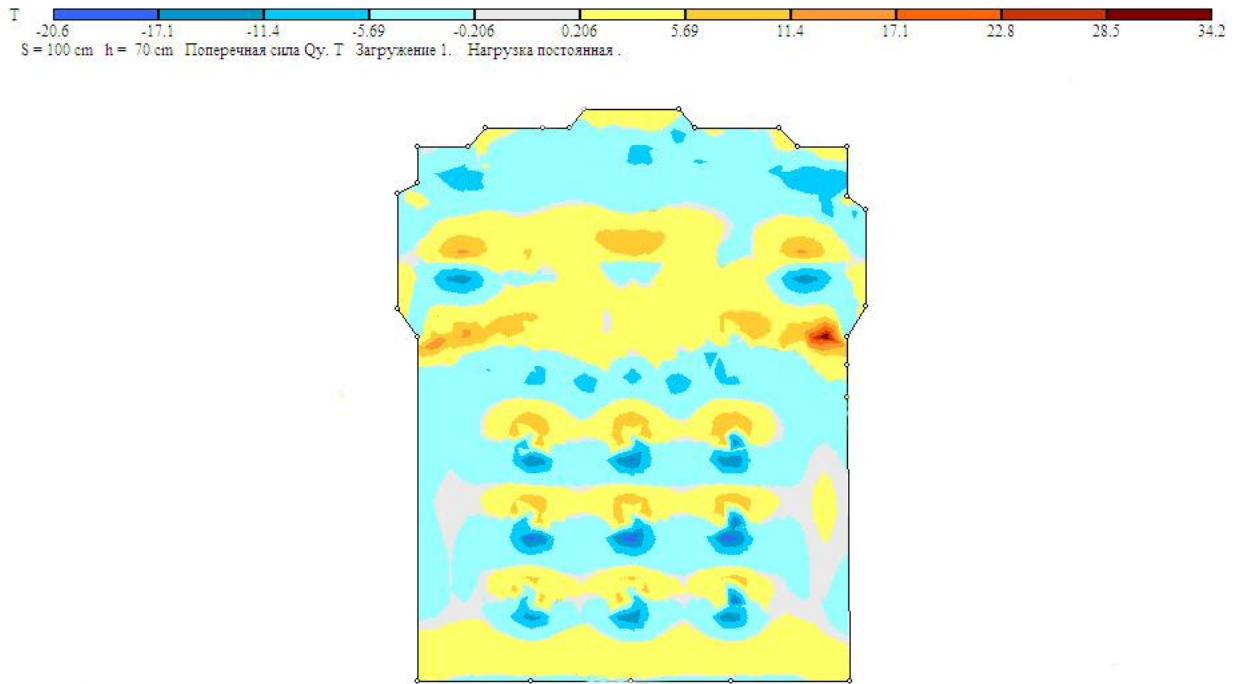
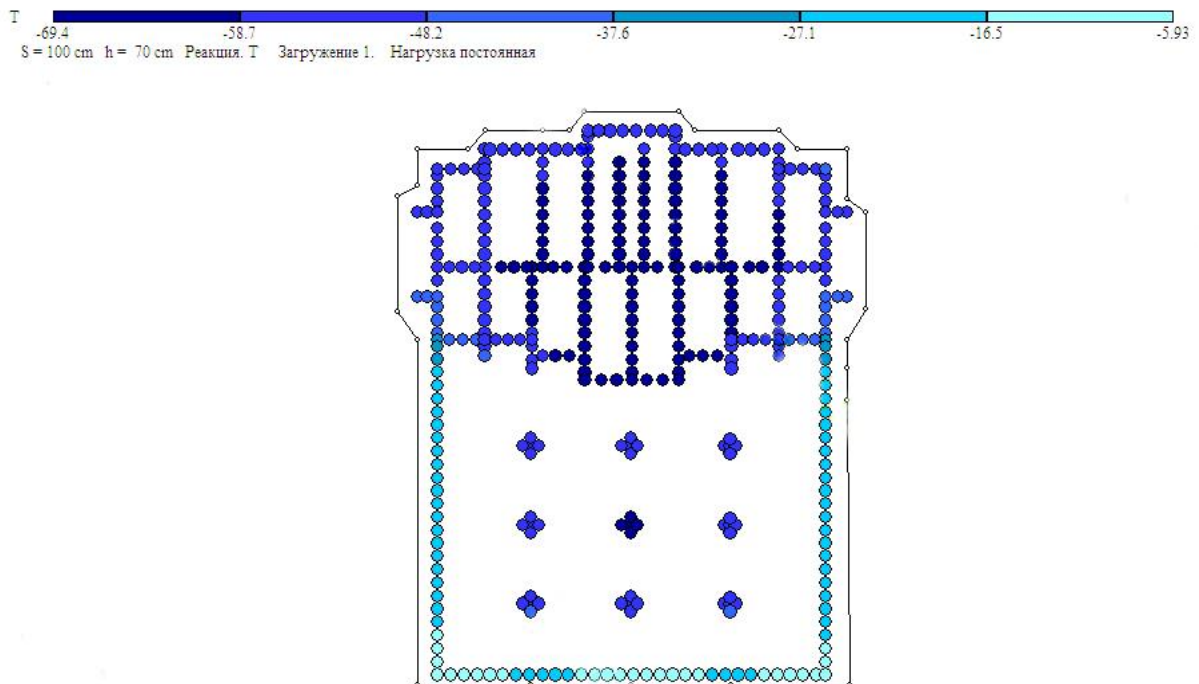
Рис. 2.6 Ізополя поперечної сили Q_y 

Рис. 2.7 Ізополя внутрішньої реакції

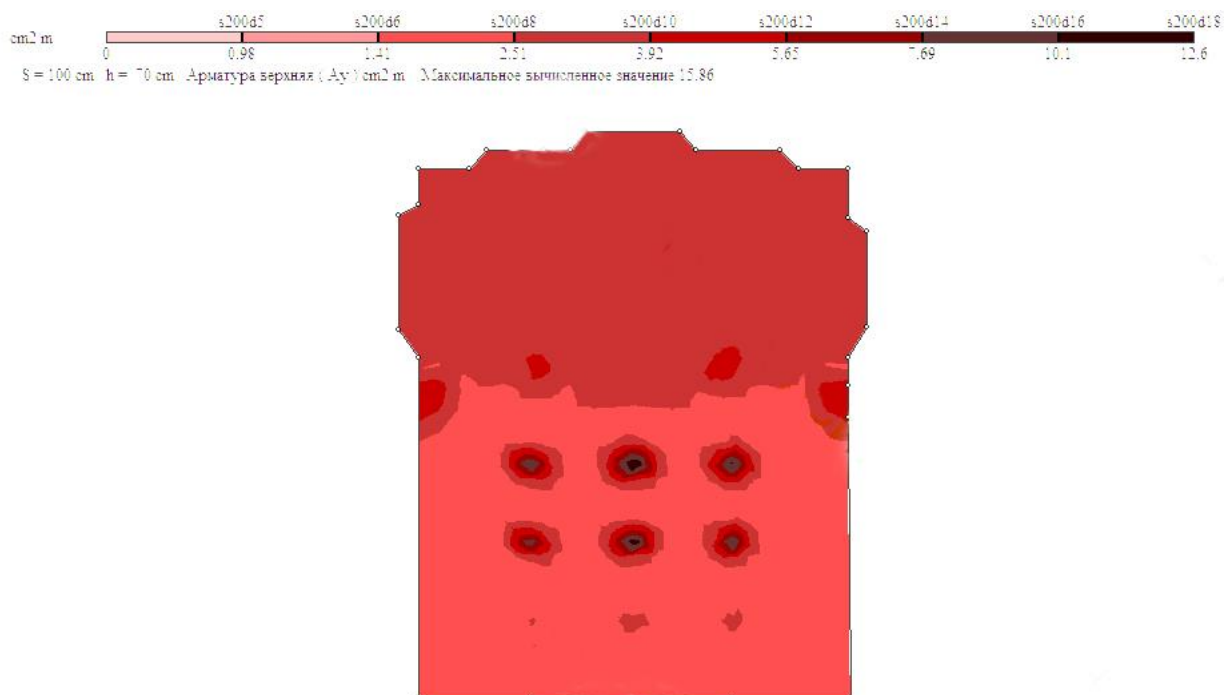


Рис. 2.8 Ізополя армування фундаментної подушки, верхня арматура A_y

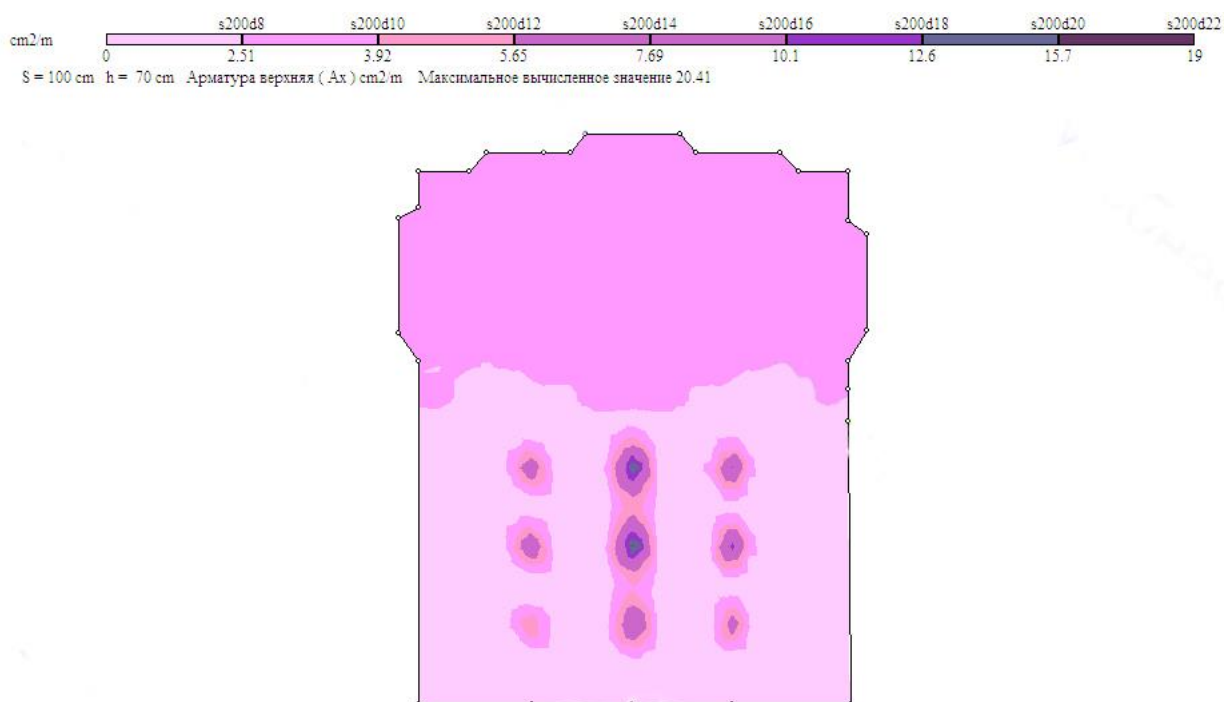


Рис. 2.9 Ізополя армування фундаментної подушки, верхня арматура A_x

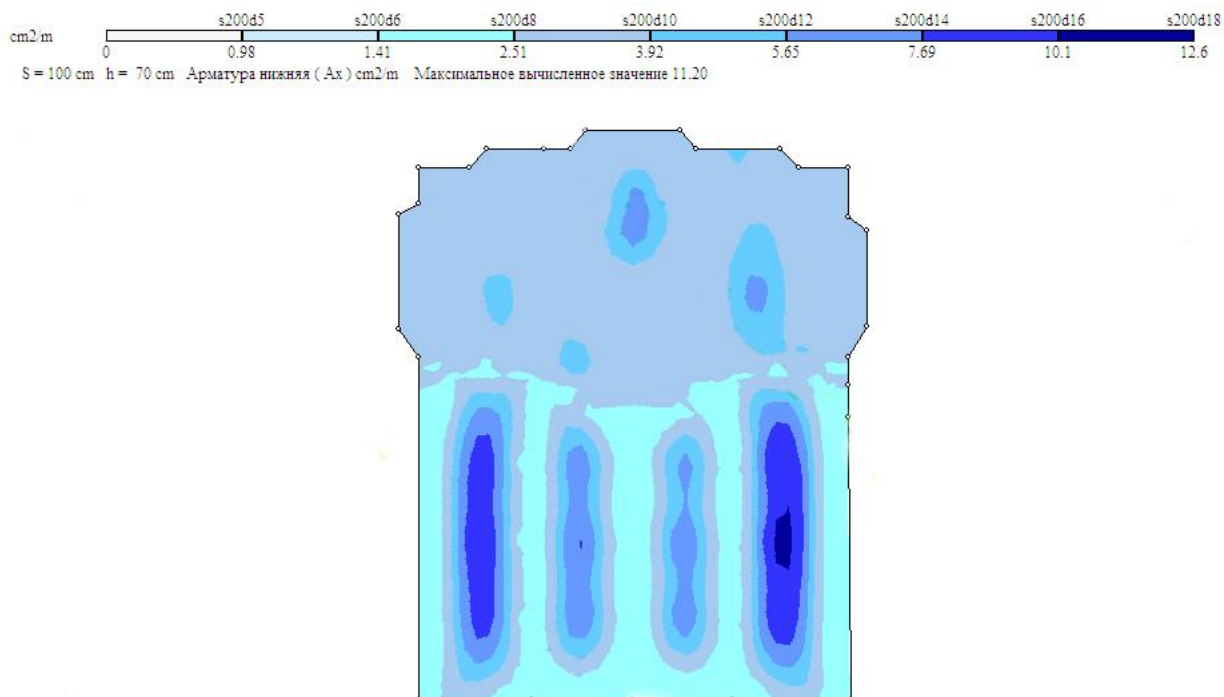


Рис. 2.10 Изополя армования фундаментной подушки, нижня арматура A_x

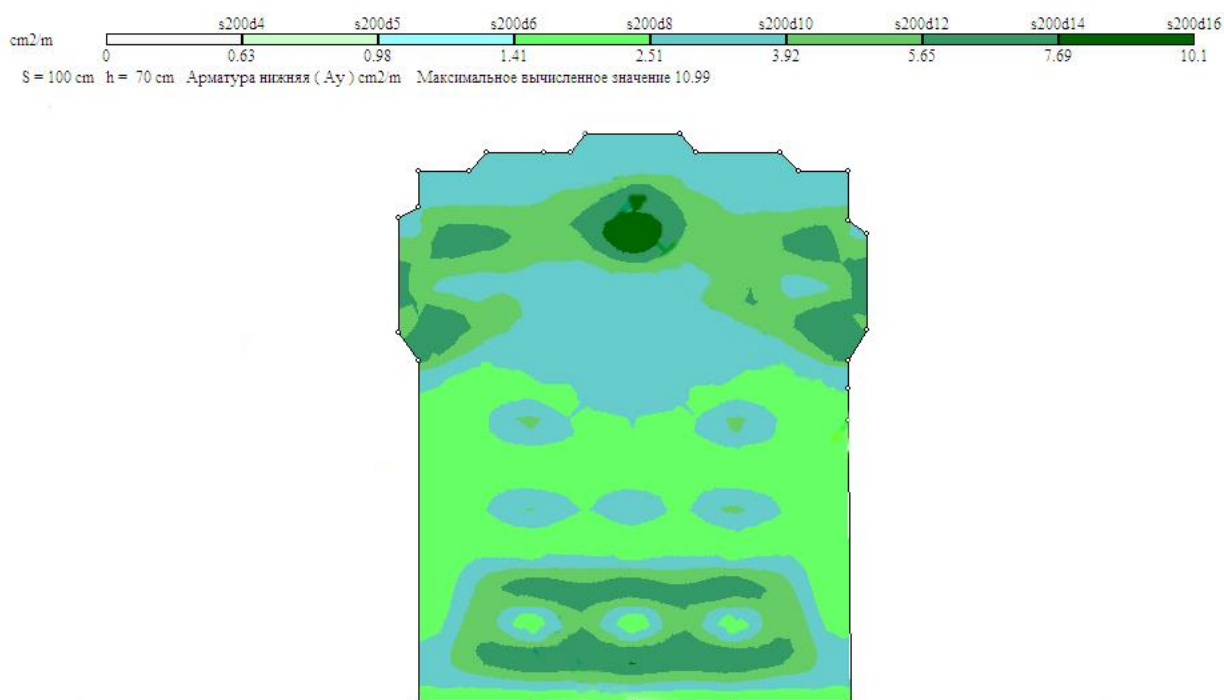


Рис. 2.11 Изополя армования фундаментной подушки, нижня арматура A_y

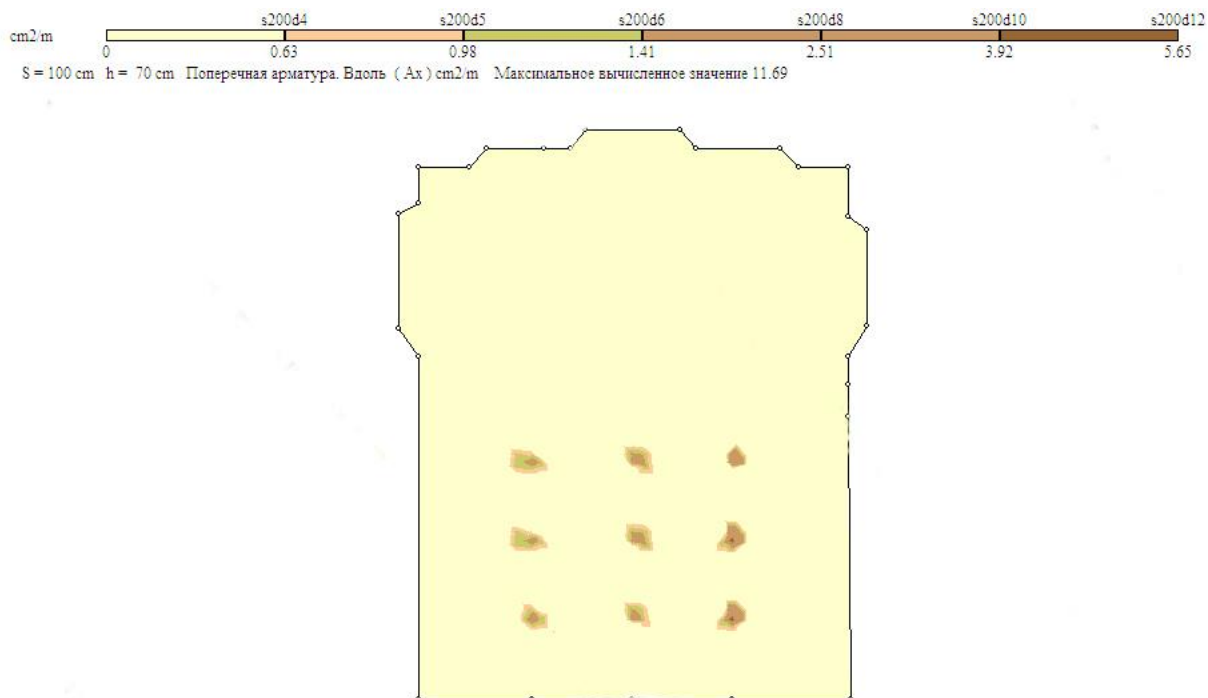


Рис. 2.12 Изополя поперечного армирования фундаментной подушки, A_x

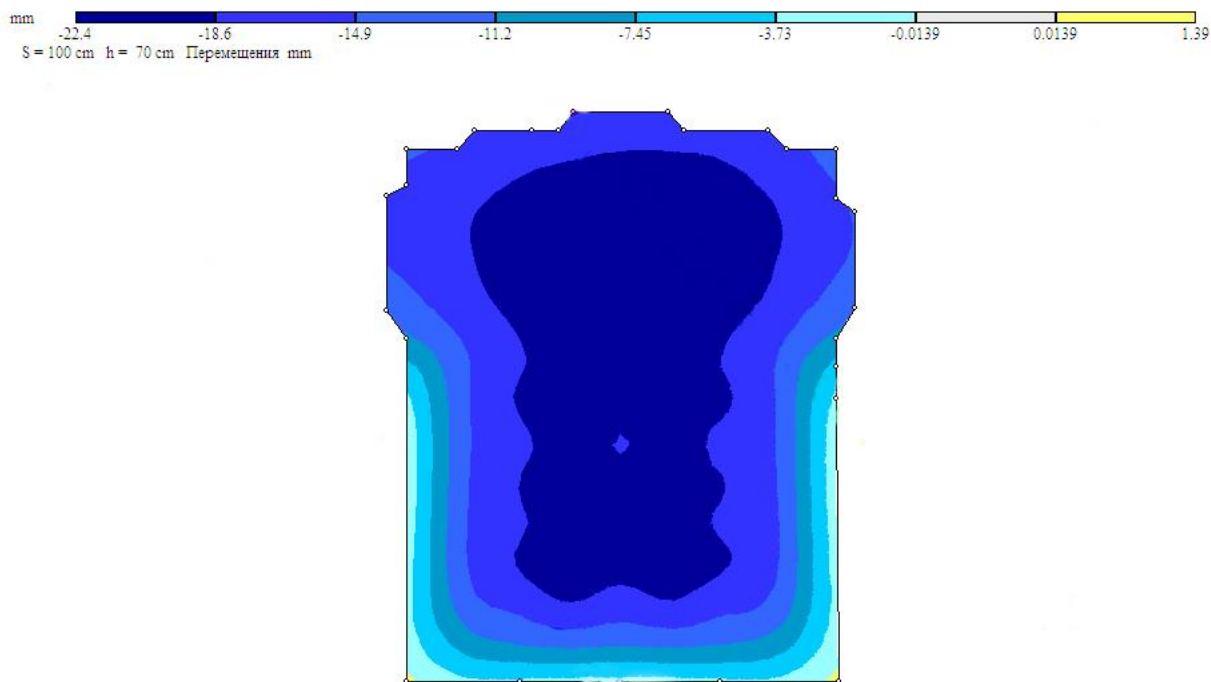


Рис. 2.13 Изополя переміщень

2.4 Конструювання монолітних фундаментних плит

Приймаємо для житлової блок-секції фундаментну плиту ПФ-1 товщиною 700мм, виконану з бетону марки С20/25. Конструкція, заглиблена в ґрунт, перебуває в умовах вологого середовища, сприятливої для наростання несучої здатності бетону. Повне експлуатаційне навантаження на фундамент з'являється після закінчення будівництва, протягом якого два місяці бетон буде твердіти при додатній температурі 15°C. Конструкцію армуємо сітками і стержнями в нижній і верхній зоні робочою арматурою (А500 і А240 із кроком 200 і допоміжною (Ø5 Вр-І). Арматурні сітки укладаються в напуск на 100 мм без зварювання. Нижню арматуру укладаємо по фіксаторах для забезпечення захисного шару 30мм. Встановлюємо каркаси фіксатори із кроком 2000мм.

Аналогічно виконуємо монолітну плиту для підземної автостоянки ПФ-2 товщиною 420мм із додатковим влаштуванням монолітних підколонників. Сумарна товщина плити і підколонника – 700мм. Робоча арматури А500 також розподіляється по периметру стінок підколонника як вертикальні хомути із кроком 120мм. Стикування робочої арматури великої довжини виконано в напуск.

2.5 Конструювання армування монолітної плити.

Монолітна плита товщиною 160 мм армується в поздовжньому напрямку стержнями (Ø8А500 із кроком 250 мм і в поперечному - (Ø6А500 на всю довжину з відступом від країв плити на 30мм. Стикування робочої арматури великої довжини виконано в напуск.

Визначаємо зону залягання за формулою: $l_{an} = \frac{\omega_{an} \cdot R_s}{f_{cd} + \Delta\lambda_{an}} \cdot d \geq \lambda_{an} \cdot d$

де ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} , $l_{an \min}$ визначаємо згідно норм.

Стики арматури Ø8 у напуск в бетоні:

- у розтягнутій зоні:

$$l_{an} = \frac{0,9 \cdot 390}{14,5 + 20} \cdot 8 = 350 \text{ мм} > 20 \cdot 8 = 160 \text{ мм}$$

$$l_{an} = 350 \text{ мм} > l_{an \min} = 250 \text{ мм}, \text{ приймаємо } l_{an} = 350 \text{ мм}.$$

- в стиснутій зоні:

$$l_{an} = \frac{0.65 \cdot 390}{14,5 + 15} \cdot 8 = 152 \text{ мм} > 15 \cdot 8 = 120 \text{ мм}$$

$l_{an} = 152 \text{ мм} < l_{an \text{ min}} = 200 \text{ мм}$, приймаємо $l_{an} = 200 \text{ мм}$.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Технологічна карта на влаштування монолітних конструкцій типового поверху.

3.1.1 Вихідні дані

Проектоване 12-ти поверховий будинок з підземною автостоянкою, верхній поверх – технічний, зводиться в м. Львів.

Житловий дванадцятиповерховий монолітний будинок каркасного типу складається з однієї блок-секції з розмірами в осях «1 – 15» - 29,7м і « А-Н» - 19м і автостоянки «1 – 15» - 29,7м і « А-А4» - 23,19 м

По висоті будинок складається з технічного поверху, першого нежитлового поверху, 11-ти житлових поверхів і горища.

3.1.2 Характеристика будинку

Житлова блок-секція:

Конструктивна схема – з поздовжніми і поперечними стінами.

Фундамент – монолітна залізобетонна плита на пальному полі запроектована з бетону класу С20/25 висота плити рівна 700мм армована каркасами і окремими стержнями класу А500. Перед влаштуванням монолітної залізобетонної фундаментної плити виконується бетонна підготовка з бетону класу С8/10 товщиною 100мм.

Стіни зовнішні – багатошарові. У зоні перекриття виконуються отвори із заповненням термовкладищами з пінополістерола. Конструкції стін: утеплювач, газоблок і цегла під штукатурку і фарбування.

Зовнішні стіни підвалу виконуються з бетонних блоків типу ФБС у зоні нижче поверхні землі. Вище землі стіни підвалу виконуються з полістеролбетонних блоків товщиною 300мм із зовнішнім облицюванням цеглою під штукатурку і фарбування. Усі поверхні стін, що стикаються із землею, фарбуються гарячим бітумом за два рази.

Стіни внутрішні – монолітні залізобетонні стіни товщиною 160мм із бетону класу С20/25, армованими окремими стержнями з арматури класу Вр-І, а в місцях

перерізання поздовжніх і поперечних стін армування просторовими каркасами з арматури класу А500. Крок внутрішніх стін 1,8 – 4,4 метра

Перекриття –запроектоване монолітне залізобетонне товщиною 160мм із бетону класу С20/25, з арматурою класу А500.

Перегородки - внутрішні із цегли товщиною 120мм. У місцях примикання перегородок до бетонних стін і перекриття через 1,5 метра прикріплені дюбелями.

Покрівля –чотиришарова рулонна, плоска. Утеплювач, полістеролбетон і керамзитового гравію для створення ухилу. Водостік з покрівлі організований внутрішній, запроектований із трьома лійками.

Сходи - сходові марші залізобетонні заводського виготовлення.

Ліфти - ліфтові шахти запроектовані монолітні залізобетонні з бетону класу С20/25 і арматури класу А500.

3.1.2 Організація і методи роботи

Зведення типового поверху виконано за допомогою об'ємно-переставної опалубки для бетонування стін і перекриття.

Об'ємно-переставна опалубка являє собою крупнорозмірний опалубний блок, що включає опалубку стін і перекриття, який монтується і переставляється за допомогою крана. Опалубка складається із блоків Г-подібної форми, які при з'єднанні утворюють "тунелі" на ширину кімнати (гнізда) або на всю ширину будинку.

Конструктивні рішення опалубки різноманітні за рахунок різних механізмів демонтажу опалубки і розрізання елементів Г-подібної рами. Загальна конструктивна ознака опалубки – обов'язкова наявність: системи механічних домкратів для вивірки в проектне положення, опор для переміщення секцій опалубки при монтажі і демонтажі, системи розкосів для забезпечення необхідної просторової жорсткості, шарнірних систем для розпалубки щитів секцій. Крім того, опалубка повинна сприймати навантаження від бетону. Оборотноість опалубки перевищує 100...200 циклів, трудомісткість монтажу становить 0,15...0,3 люд.-год/м², що в 1,5... 2 рази нижче, ніж для крупнощитової. Об'ємно-переставна П-подібна опалубка випускається у вигляді секцій шириною 1,8...4,5м, із прольотом

2,4...5,7 м. Вона складається з Г-подібних елементів, поєднаних верхнім шарніром, системи підкосів і стійок. Щити опалубки мають рухомі опори. В основі щитів розташовані механічні домкрати, які призначені для вивірки системи в проектне положення і відриву її від бетонної поверхні. У комплект опалубки входять щити торцевих зовнішніх стін, опалубка ліфтових шахт, секції для коридорів, риштування. Опалубку торцевих зовнішніх щитів кріплять до щитів опалубки за допомогою інвентарних стяжок, що забезпечують її незмінне геометричне положення. Арматури і бетонну суміш укладають між "тунелями" опалубки. Роботи ведуть потоковим методом. Схема розташування опалубних блоків на захватці споруджуваного будинку показана в графічній частині.

При виконанні опалубних робіт необхідно виконувати поєднання армування стін і встановлення опалубки. Це проводиться в такий спосіб: армуємо стіну сітками і окремими стержнями потім проводиться установка однієї секції опалубки, так званого напівтунелю. Здійснюючи взаємопов'язано описаним методом монтажні процеси йде формування основи для наступного бетонування стін. Армування перекриття здійснюється після встановлення опалубки.

Бетонування стін і перекриття проводиться роздільно. Спочатку бетонуємо стіни, а потім перекриття. Дані процеси йдуть таким чином, щоб інтервал бетонування ділянки стін і перекриття становив не менше 1 години.

Демонтаж опалубки Г-подібних напівсекцій дозволяє добитися більш інтенсивної оборотності опалубки, так як знижується распалубочна несуча здатність бетону перекриття. Після демонтажу опалубки і витягу однієї Г-подібної напівсекції посередині прольоту встановлюється ряд телескопічних стійок, що сприймають навантаження від перекриття.

Залежно від застосовуваної технології і відповідних пристосувань використовують кілька схем демонтажу об'ємно-переставної опалубки. При демонтажі опалубки дрібними секціями секцію від'єднують від прилягаючої і щити опалубки відривають від бетонних поверхонь. Потім її викочують на майданчик виносних риштувань, стропують і переміщують краном на ділянку, підготовлену до монтажу опалубки. Далі ті ж операції виконують із наступною секцією і т.д.

Бетонування конструкцій здійснюємо за допомогою бетононасоса СБ-95А з інтенсивністю подачі бетонної суміші до $25\text{м}^3/\text{год}$, що нижче прийнятої інтенсивності бетонування – $18\text{м}^3/\text{год}$. Переміщення бетоновода на відмітці бетонування здійснюється за допомогою маніпуляторної розподільної стріли системи "SVING" DVM23/20 – 125 з максимальним радіусом дії $19,5\text{м}$.

3.1.3 Виконання робіт у зимовий період

Якщо виконання робіт зведення монолітних конструкцій попадає в період відємних температур навколишнього повітря, то для запобігання замерзання бетону і прискорення термінів набору несучої здатності необхідний прогрів покладеної бетонної суміші. Для цього необхідно підібрати установку необхідної потужності. При зведенні конструкцій в об'ємно-переставній опалубці, найбільш доцільний камерний обігрів монолітних конструкцій.

Сутність камерного конвективного методу обігріву складається в обігріві внутрішньої порожнини об'ємно-переставної опалубки конвекторами гарячими потоками, які виробляє теплогенератор.

Принцип роботи теплогенератора складається в наступному. Частина середовища, що гріється, перебуває в порожнині опалубки відсмоктується вентилятором і подається через патрубок у порожнину теплогенератора, де нагрівається до заданої температури. Технологічні особливості камерного обігріву складається у наступному.

Перед бетонуванням конструкції опалубки підігрівають до 20°C . Бетонування перекриття гнізда проводиться не раніше ніж через 30 хвилин після бетонування стін. Перекриття бетонуються окремими ділянками, смугами, і після укладання бетону негайно вкривають матами. По можливості перед прогрівом забетонованої конструкції слід попередньо витримати бетон не менше 2-х годин. Швидкість підйому температури бетону не повинна перевищувати 15°C в годину, а остигання бетону – не більше 5°C в годину. Температура через термічний прогрів бетону не повинна перевищувати 60°C .

Тунелі об'ємно-переставної опалубки з боку фасаду повинні бути закриті утепленими щитами і брезентовими шторами. Торцеві щити повинні бути утеплені.

Знімати теплозахист і опалубку необхідно не раніше моменту набору бетоном критичної несучої здатності, коли різниця температури поверхневого шару бетону і зовнішнього повітря складе не більше 30°C.

Для запобігання перепаду температур у торцевих зонах і в стінах ліфтових шахт, обігрів бетону здійснюється за допомогою електропроводів. Довжина одного витка становить 25,2 метра. Відповідно до графіків набору несучої здатності залежно від температури, бетону класу С20/25 при заданих термінах витримування для набору бетоном 50% несучої здатності необхідна питома потужність на 1м².

Для набору потужності встановлення розглядаємо найбільше гніздо:

$$S = 2 \cdot 3,08 \cdot 8,2 + 4,4 \cdot 8,2 + 4,4 \cdot 3,02 = 49,904 \text{ м}^2$$

Для прогріву 1м даної поверхні необхідна потужність 500Вт. Тоді для прогріву гнізд необхідна установка потужністю 49кВт у кількості 9 – ти штук.

На основі необхідної потужності вибираємо мобільний рідкопаливний нагрівач повітря модель «Ураган Б50Т».

3.1.4 Відомість потреби в матеріалах, конструкціях і напівфабрикатах

Таблиця 3.1 – Відомість потреби в матеріалах, конструкціях і напівфабрикатах

№ п/п	Найменування матеріалу	Марка	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4	5
1	Арматури	A500, Вр-I	т	10,998
2	Бетон	М-300	м ³	147,27

3.1.4 Калькуляція працезатрат на зведення типового поверху

Таблиця 3.2 – Калькуляція працезатрат на зведення типового поверху

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм робіт	Трудомісткість		Пункт ЕНиР	Склад ланки
				Нормативна люд.-год.	Загальна люд.-год.		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Монтаж арматурного каркасу і сіток	т.	7,62	15	114,3	Е4 – 1 – 16	Армувальник 5р-2роб; 2р-4роб.
2	Монтаж опалубки	м ²	1340	0,15	201		Слюсар 4р-1роб; 3р-2роб.
3	Бетонування стін	м ³	68,81	0,91	62,32	Е4 – 1 – 49	Бетонувальники 4р-1роб; 2р-2роб
4	Встановлення і в'язання арматури	т	7,9	14	100,91	Е4 – 1 – 46	Армувальник 4р-2роб; 2р-4роб
5	Бетонування перекриття	м ³	78,46	0,62	41,58	Е4 – 1 – 49	Бетонувальники 4р-1роб; 2р-2роб
6	Демонтаж тунельної опалубки	м ²	1340	0,15	201		Слюсар 4р-1роб; 3р-2роб

Таблиця 3.3 – Номенклатура опалубки фірми "Outinord"

Прийняте позначення	Габарити, мм			вага	Прив'язка до осі	Необхідна кількість
	довжина	ширина	висота			
1	2	3	4	5	6	7
П1	6875	1950	2790	3421	80/80	2
П2	6875	1490	2790	2089	80/80	2
П3	9375	2250	2790	4320	80/80	1
П4	9375	1850	2790	3790	80/80	1
П5	9375	1850	2790	4050	80/80	1
П6	9375	1490	2790	3713	80/80	1
П7	8125	2250	2790	3795	80/80	1
П8	8125	1950	2790	3121	80/80	1
П9	6875	1950	2790	3121	80/80	1
П10	6875	1950	2790	3121	80/80	1
П11	6875	1950	2790	3121	80/80	1
П12	6875	1950	2790	3121	80/80	1
П13	6875	1950	2790	3121	80/80	1

Після демонтажу опалубних щитів проводиться їхнє чищення і змащення наступними розчинами з витратою $0,2\text{кг}/\text{м}^2$ ($2\text{кг}/\text{м}^3$):

3.1.5 Технологічні комплекти засобів механізації інструмента і реманенту для укладання бетону

Таблиця 3.4 – Технологічні комплекти засобів механізації інструмента і реманенту

Найменування	Кількість на ланку бетонників	
	Опалубна зон	Неопалубна зон
1	2	3
Електротрамбівка продуктивністю 7 – $10\text{м}^3/\text{год}$	1	2
Вібратор поверхневий 4 – 6 кН	1	2

Вібратор глибинний із гнучким валом 1,35 – 14кН	1	2
Вібратор глибинний 5 – 9 кН	2	-
Віброрейка продуктивністю до 50 м ² /Год	-	1
Бетонолом	1	1
Установка для електропрогріву бетону	16	-
Скребок для бетонних робіт	2	2
Лопата:		
-совкова ЛП-2	2	2
-штикова	1	2
-на подовженій ручці	1	2
Кельма типу КБ	2	3
Правило	2	2
Маякові рейки	-	12
Молоток слюсарний типу А-5	1	-
Викрутка Б 250×0,7	1	1
Лом будівельний ЛО-28	1	2
Кувалда масою 1кг	2	1
Шкребок-Шурування	2	2
Шкребок на подовженій ручці	3	2
Гладилка сталева ГБК-2	1	2
Щітка сталева	1	1
Сокира столярна А-2	1	1
Пила-ножівка по дереву	1	1
Схил ПРО-400	1	1
Рівень будівельний	1	2
Рулетка РС-20	1	2
Відро	1	2

3.1.6 Комплект устаткування, інструмента і реманенту розраховуючи на ланку арматурників.

Таблиця 3.5 – Комплект устаткування, інструмента і реманенту

Найменування	Кількість
1	2
Зварювальний апарат ТС-20	1
Набір інструментів електрозварювача	1
Домкрат рейковий вантажопідйомністю 5т	2
Ножиці для різання дроту	1
Молоток слюсарний А-5	4
Зубило 20×60	2
Напильник плоский А-400 – 1	1
Лом будівельний ЛО-24	2
Кувалда масою 1кг	1
Кувалда ковальська гостроноса масою 3 кг	2
Шнур розмічальний у корпусі довжиною 15м	1
Схил ПРО-400	2
Рулетка РС-20	2
Струбцина	8
Талреп із зусиллям 50кН	1
Запобіжний пояс	2

3.1.7 Контроль якості виконання робіт

Таблиця 3.6 – Контроль якості виконання робіт

№ п/п	Найменування процесів, підметів контролю	Предмет контролю	Інструмент і способи контролю	Час контролю	Відповідальний за контроль	Технічний критерій відмітки якості робіт
1	2	3	4	5	6	7
1	Контроль встановлення опалубки	Жорсткість в зібраному виді, точність встановлення, прогин зібраної опалубки	Теодоліт, металева рулетка	У процесі монтажу і після встановлення.	Майстер	Відхилення по довжині і ширині не більше 5 мм. Перепади поверхонь не більш 3 мм. Нерівності не більше 5 мм на 2 м довгі, Прогин для вертикальних поверхонь 1/400 прольоту, перекриття 1/500 прольоту.
2	Вхідний контроль відповідності класу арматури	Геометричні розміри сіток, зварних з'єднань. Шар антикороз. захисту	Рулетка, штангенциркуль	При вступі на будівельний майданчик	Майстер, виконроб	Відхилення відстаней між стержнями арматури не більше 5 мм. Товщина зварного шва рівна 0,25 мм

						діаметра стержня. Відхилення розмірів зварних сіток і каркасів не більше 10 мм
3	Контроль укладання бетону	Правильність і точність відміток верху конструкцій	Нівелір, рейка	В процесі робіт	Майстер	Місцеві нерівності при перевірці бетонної поверхні 2-х метровою лінійкою не більше 5 мм. Відхилення розмірів перерізу не більше 4 мм
4	Температурний контроль витримувannya бетону	Умови витримувannya і набору несучої здатності	Вимірювальні прилади	В період витримувannya	Виконавець робіт, будівельна лабораторія	Температура витримувannya не повинна опускатися нижче значення отриманого з розрахунку. Швидкість розігріву і остигання, температурний перепад повітря/бетон.
5	Демонтаж опалубки конструкцій	Перевірка термінів демонтажу відсутність	Візуально, неруйнуючі	Після набору бетоном	Виконавець робіт, будівельна лабораторія	Оцінене значення несучої здатності бетону повинне відповідати вимогам

		ушкоджень бетону	методи контролю несучої здатності, дані температурного контролю	несучої здатності		розпалубки і цілісності конструкції, зазначеним у ПВР.
6	Закінчені монолітні конструкції	Відхилення геометричних розмірів конструкцій	Нівелір, схил, рулетка.	Після демонтажу опалубки	Майстер, геодезист	Граничні відхилення: на всю висоту будинку - 20мм; у межах поверху - 10 мм; поперечний переріз - +10 мм.

3.2 Організація і планування будівництва

Будівництво житлових будинків на відміну від інших громадських або промислових об'єктів має свої особливості, врахування яких дозволяє визначити загальну схему планування і здійснення їх будівництва. При проектуванні кожного конкретного об'єкта необхідно додатково враховувати ряд факторів, основними з яких є: схема несучих конструкцій (з поздовжніми несучими стінами, з поперечними несучими перегородками,) каркасно-панельний і т.д.); матеріал конструкції будинку (збірний); поверховість; довжина і конфігурацію в плані; задані терміни будівництва; природно-кліматичні умови; сезонні умови виконання робіт; існуючий рівень технології і організації робіт, ступінь спеціалізації.

Зведення даного об'єкта складається з декількох етапів:

1-й, підготовчий період, містить у собі безпосередньо підготовку майданчика будівництва, тобто влаштування забору, розміщення побутового містечка, перенос зовнішнього освітлення.

2-й, Зведення підземної частини (нульовий цикл), що включає в себе розробку ґрунту в котловані, влаштування фундаменту і стін цокольного поверху, монтаж конструкцій автостоянки, зворотнє засипання пазух.

3-й, зведення надземної частини, що включає зведення несучих огорожуючих конструкцій, влаштування покрівлі.

4-й, оздоблювальний цикл, включає оздоблювальні, внутрішні санітарно-технічні і електромонтажні роботи, монтаж технологічного обладнання і вентиляційних систем.

3.3 Будгенплан

Будгенпланом (БГП) називають генеральний план майданчика, на якому показано розміщення основних монтажних і вантажопідйомних механізмів, тимчасових будинків, споруд і установок що використовуються у період будівництва.

БГП призначений для визначення складу і розміщення об'єктів будівельного господарства з метою максимальної ефективності їх використання і з урахуванням дотримання вимог охрони праці. БГП - найважливіша складова частина технічної

документації і основний документ, що регламентує організацію майданчика і об'єми тимчасового будівництва.

3.3.1 Визначення зон впливу крана

При організації будівельного майданчика і розміщення будівельних машин при проектуванні будгенплану слід встановлювати небезпечні для людей зони, у межах яких постійно діють і потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів, пов'язаних з роботою монтажних і вантажопідйомних машин, відносяться місця, над якими відбувається переміщення вантажів кранами. Ця зона захищається захисними огороженнями, що відповідають вимогами ДБН.

До зон потенційно діючих небезпечних факторів відносяться ділянки території поблизу споруджуваного будинку (споруди); поверхи (яруси) будинків і споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання. Ця зона захищається сигнальними огороженнями відповідно до норм.

Виконання робіт у цих зонах вимагає спеціальних організаційно-технічних заходів, що забезпечують безпеку працюючих.

З метою створення умов безпечної роботи, на основі діючих нормативів передбачають різні зони: монтажну, зону обслуговування краном, переміщення вантажу, небезпечні зони роботи крана, шляхів, підйомну, доріг, монтаж конструкцій.

Згідно ДБН монтажна зона є потенційно небезпечною. На будгенплані зону позначають штрих пунктирною лінією, а на місцевості – добре видимими попереджувальними написами або знаками. У цій зоні розміщати тільки монтажний механізм, включаючи місце огороження підкранових колій. Складувати матеріали тут не можна. Для проходу людей у будинок призначають певні місця, позначені на БГП, з фасаду будинку, протилежного установці крана. Місця проходів до будинку через монтажну зону постачають навісами.

Зона обслуговування краном визначається для баштових кранів шляхом нанесення на план із крайніх стоянок півкіл радіусом, що відповідають максимально необхідному для роботи вильоту гака, і з'єднання їх прямими лініями.

Границі зони переміщення вантажу визначають відстанню по горизонталі від робочої зони (зони обслуговування) крана до можливого місця падіння вантажу в процесі його переміщення.

Для баштових кранів границя зони визначається сумою максимального робочого вильоту гака і ширини зони, прийнятій рівній половині довжини самого довгого переміщуваного вантажу.

Зону переміщення вантажу окремо на плані не виділяють: вона служить складовій при розрахунках границь небезпечної зони роботи крана, яка підсумує всі вхідні в її контур зони.

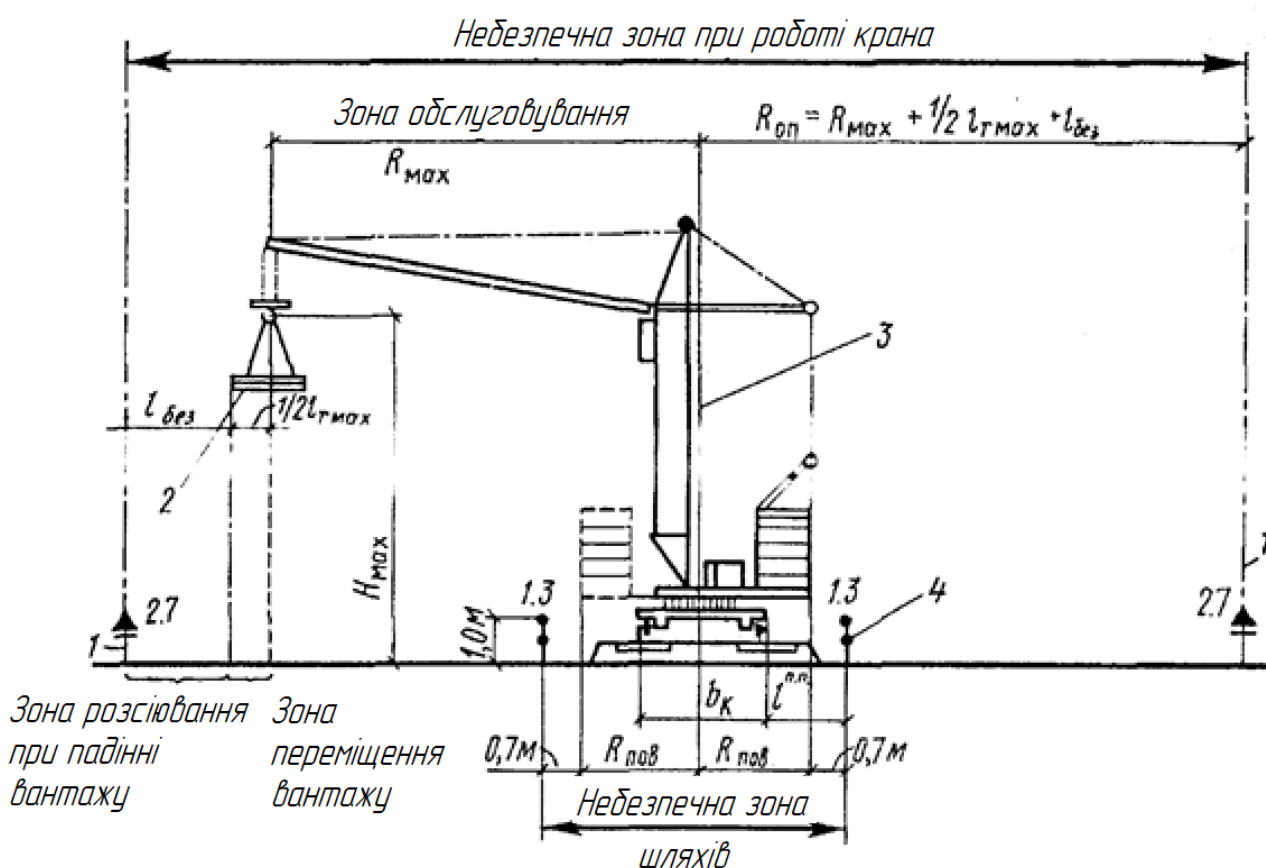


Рис. 3.1 Визначення небезпечних зон крана

Небезпечна зона роботи кранів – простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням імовірного розсіювання при падінні.

Для баштових кранів границю небезпечної зони визначають за формулою:

$$R_{оп} = R_{макс} + 0,5l_{макс} + l_{без} = 40 + 0,5 \times 6 + 10 = 53 \text{ м.}$$

де $R_{макс}$ - максимальний робочий виліт гака крана, м;

$0,5l_{макс}$ - половина довжини найбільшого переміщуваного вантажу, м;

$l_{без}$ - додаткова відстань для безпечної роботи, встановлюється у відповідності із нормами.

Остання складова $l_{без}$ викликана можливим розсіюванням вантажу у випадку падіння через розгойдування його на гаку під динамічними впливами рухів гака і сили тиску вітру та залежить від висоти підйому вантажу.

Небезпечні зони доріг – ділянки під'їздів і підходів у межах небезпечних зон, де можуть перебувати люди, що не беруть участь у роботі з краном, здійснюватися рух транспортних засобів або робота інших механізмів. Ці зони, на будгенплані заштриховуються.

На місцевості границі небезпечних зон повинна бути позначена сигнальними орієнтирами, плакатами і відповідними світловими сигналами, добре видимою крановому, стропувальнику і машиністові підйомника в будь-який час доби. Місця встановлення орієнтирів і їх тип повинні бути зазначені на будгенплані.

3.3.2 Визначення кількості працюючих у найбільш численну зміну

Таблиця 3.7 – Співвідношення категорій працюючих

Категорія працюючих	Питома вага працюючих %	Число працюючих, люд	З них у найбільше чисельну зміну	
			% від загального числа	Усього, люд
1	2	3	4	5
1. робітники	85	72	70	50
2. ІТП і службовці	12	10	80	10
3. МОП і охорона	3	1	80	2
УСЬОГО:	100	83		62

3.3.3 Розрахунок площі тимчасових адміністративно-побутових будинків

Таблиця 3.8 – площі тимчасових адміністративно-побутових будинків

Найменування приміщення	Чисельність працюючих	Нормативний показник на 1 люд. м ²	Необхідна площа, м ²	Прийнята площа, м ²
1	2	3	4	5
Виконробська	10	4,8	48	2шт 3 × 6
Диспетчерська	1	7	7	3 × 6
Гардеробні із сушильною	72	1,2	144	6шт 3 × 6
Душові	62	0,43	27	2шт 6 × 3
Туалет	62	0,07	4	3 × 6
Приміщення для приймання їжі	50	0,6	30	4шт 6 × 3

3.3.4 Розрахунок площі складських приміщень.

Розрахунок необхідної площі складських приміщень виконано аналітичним методом. Аналізуючи потребу в матеріальних ресурсах, опираючись на складений кошторис, найбільша потреба у відкритих складських приміщеннях необхідний буде на період поєднання виконання робіт по зведенню монолітного типового поверху і влаштування внутрішніх стін типового поверху. У такий спосіб площа відкритих складів складатиме площу опалубки, опалубного нормо-комплекту і площі, необхідної для цегли.

$$S_{оп} = 420\text{м}^2, \text{ коефіцієнт проходів і проїздів} - 1,2.$$

$$S_{куп} = 42 \text{ тис.шт} \cdot 2,5 \cdot 1,25 = 131,25\text{ м}^2,$$

де 42 тис.шт цегли – кількість цегли, що перебуває на відкритих складах;

2,5 – норма площі на одиницю виміру;

1,25 – коефіцієнт проходів і проїздів.

$$S_{ст.} = 22 \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 18,46\text{ м}^2,$$

де 22т сталі – кількість сталі, що перебуває на відкритих складах;

1,4 – норма площі на одиницю виміру;

1,2 – коефіцієнт проходів і проїздів.

У такий спосіб необхідна кількість площі становить:

$$420\text{м}^2 + 131,25\text{м}^2 + 171,6\text{м}^2 + 36,96 = 760\text{м}^2.$$

3.3.5 Розрахунок кількості прожекторів

Число прожекторів визначаємо за формулою: $n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_n}$,

де p – питома потужність;

Для прожекторів ПЗС-35 $p = 0,25 \pm 0,4 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \text{Лю}}$;

E – освітленість, Лк;

S – площа, що підлягає освітленню, м²

P_n – потужність лампи прожектора, Вт

Для ПЗС-35 $P_n = 500; 1000 \text{Вт}$

Для освітлення будівельного майданчика:

$E = 2 \text{лк}$, $S = 222,8 \times 184,4 = 41084 \text{м}^2$,

$$n = \frac{0,3 \cdot 2 \cdot 20407,8}{1000} = 12 \text{шт.}$$

Для освітлення монтажної зони: $n = \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 1449}{1000} = 6$ прожекторів

3.3.6 Розрахунок потреби в електроенергії

В даній частині дипломного проекту підбираємо тип і кількість трансформаторів на будівельному майданчику за умови одночасної витрати електроенергії для наступних потреб:

будівельні машини і механізми Рм.

- а) баштовий кран КБК-250 – 1 шт;
- б) бетононасос СБ-95А – 1 шт;
- в) вібратори ВЕРБ-91 і ВЕРБ-60 – 4 шт;
- г) зварювальний трансформатор ТМОБ-55 – 2 шт.

Площа закритих приміщень м.кв.

конторські і господарські приміщення – 456 м.кв;

майстерні різного значення - 300 м.кв;

Площа складів.

відкриті склади 760м.кв;

головні проїзди і проходи 600 м.кв;

другорядні проїзди і проходи 700 м.кв;

охоронне освітлення 1500 м.кв;

По цим вихідним даним визначаємо потужність трансформатора на основі наступних формул.

$$P_{mp} = \alpha \left(\frac{k_1 \sum P_m}{\cos \phi_1} + k_2 \sum P_{cv} + k_3 \sum P_{o.g} + k_4 \sum P_{o.n} \right)$$

де α - коефіцієнт втрати потужності в мережі = 1,1;

$\sum P_m$ - сума нормативної потужності в моторах обладнання, кВт;

$\sum P_{cv}$ - сумарна потужність зварювальних трансформаторів, кВт;

$\sum P_{o.g}$ - сумарна потужність для внутрішнього освітлення, кВт;

$\sum P_{o.n}$ - сумарна потужність для зовнішнього освітлення, кВт;

$\cos \phi_1 = 0.7$ - коефіцієнт потужності;

k_1 - коефіцієнт одночасної роботи електромоторів 0,4;

k_2 - коефіцієнт одночасної роботи зварювальних апаратів 0,8;

k_3 - коефіцієнт одночасності для внутрішнього освітлення 0,8;

k_4 - коефіцієнт одночасності для зовнішнього освітлення 0,9;

Таблиця 3.9 – Визначення загальних потужностей механізмів

Вид механізму	Кількість, шт.	Питома потужність, кВт	Загальна потужність, кВт
1	2	3	4
1. Баштовий кран	1	61,5	123
2. Бетононасос	1	16,2	16,2
2. Вібратор	4	0,8	3,2
Разом:			141,4

Сумарна потужність зварювального апарата: $\sum P_{ce} = 55 \cdot 2 = 110$ кВт.

Сумарна потужність для внутрішнього освітлення:

$$\sum P_{o.e} = 456 \cdot 15 + 300 \cdot 18 = 12,24 \text{ кВт.}$$

Сумарна потужність для зовнішнього освітлення:

$$\sum P_{o.n} = 760 \cdot 3 + 600 \cdot 5 + 700 \cdot 2,5 + 1500 \cdot 1,5 = 7750 \text{ Вт}$$

$$\sum P_{mp} = 1,1 \left(\frac{0,4 \cdot 141,4}{0,7} + 0,8 \cdot 110 + 0,8 \cdot 12,24 + 0,9 \cdot 7,75 \right) = 304,0 \text{ кВт}$$

Підбираємо трансформатор ТСМ 320 – 10.

3.3.7. Розрахунок потреби води.

Потреба у воді л/с.

Для виробничих потреб:

$$q_{\text{виробничі}} = \frac{Q \cdot q_1 \cdot k_1}{(3600 \cdot t) \cdot k_{н.у.}} = \frac{30000 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600 \cdot 0,9} = 1,74 \text{ л / с ;}$$

$$q_{\text{маш.вн.сгор.}} = \frac{W \cdot q_2 \cdot k_2}{3600} = \frac{10 \cdot 10 \cdot 1,5}{3600} = 0,042 \text{ л / с ;}$$

$$q_{\text{ссп.поб.служ.}} = \frac{N \cdot q_3 \cdot k_3}{3600 \cdot t} = \frac{62 \cdot 25 \cdot 3}{8 \cdot 3600} = 0,17 \text{ л / с};$$

$$q_{\text{душ}} = \frac{N_1 \cdot q_4}{60 \cdot t_1} = \frac{24 \cdot 30}{45 \cdot 60} = 0,29 \text{ л / с};$$

де Q – об'єми робіт або продукції;

q_1, q_2, q_3, q_4 – норма питомої витрати води на відповідний вимір;

k_1, k_2, k_3 , – коефіцієнти годинної нерівномірності;

Таблиця 3.10 – Визначення найбільшої витрати води

Найменування	Кількість	Норма витрати води, л/м.куб	Коефіцієнт нерівномірної витрати	Одиниці виміру	Витрата Q	
1	2	3	4	5	6	
I. Виробничі потреби						
1. Готування бетонних підлог, м.куб.	30	250	1,5	діб	7500	
2. Поливання бетону, м.куб	30	300	1,5	діб	9000	
3. Мийка і заправлення машин, шт.	8	500	2,0	діб	4000	
4. Посадка дерев, шт.	60	70	1,5	зміна	4900	
5. Поливання газону, м.кв.	450	10	1,5	зміна	4500	
6. Будівельні машини з двигоном внутрішнього згорання, шт.	10	10	1,5	Година	100	
II. Господарсько побутові потреби						
Господарсько питні потреби.	62	25	3	зміна	1625	
Душові встановлення користувачів, люд.	40%	24	30	3	45 хв	780

t – число годин у змін (8 годин);

$k_{н.у.}$ – коефіцієнти на невраховані витрати води;

W – кількість машин із двигуном внутрішнього згорання;

N – максимальне число робітників у найбільш завантаженому зміні;

N_1 - число робітників, що приймають душ 40% N ;

t_1 - тривалість роботи душовій.

$$\sum q = q_{\text{виробничі}} + q_{\text{маш.вн.згор.}} + q_{\text{госп.побут.служ.}} + q_{\text{душ.}} = 1,74 + 0,04 + 0,17 + 0,29 = 2,5 \text{ л / с}$$

без врахування води на пожежогасіння.

$$q_{\text{розрах}} = \sum q + q_{\text{пож}} = 2,5 + 10 = 12,5 \text{ л / с .}$$

Визначення діаметра трубопроводу за формулою:

Діаметр труб без врахування на пожежогасіння:

$$d = 63,25 \sqrt{\frac{q_{\text{розрах}}}{\pi \cdot v}} = 63,25 \sqrt{\frac{2,5}{3,14 \cdot 1,5}} = 46,1 \text{ мм}$$

Діаметр труб з врахуванням на пожежогасіння:

$$d = 63,25 \sqrt{\frac{q_{\text{розрах}}}{\pi \cdot v}} = 63,25 \sqrt{\frac{12,5}{3,14 \cdot 1,5}} = 103,0 \text{ мм .}$$

де $v = 1.5 \text{ м/с}$ – швидкість води в трубопроводі.

Підбираємо труби в першому випадку 50 мм, в другому 108 мм.

РОЗДІЛ 4**ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА****ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА****Житловий 12-ти поверховий будинок у м. Львів з аналізом сейсмічного навантаження на монолітні будівлі**

Будівництво розташоване на території області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

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

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

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка 3 до ДБН Д.1.1-1-2000.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

1. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15=1), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	3,10000	%
2. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (К=0,9), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	1,17000	%
3. Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	2,50	%
4. Кошторисна вартість проектних робіт, ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	1,34	%
5. Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	3,60	%
6. Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у		
7. Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	1,079	
8. Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку (див.графу 8 Кошторисного розрахунку №П130), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18	3,82	грн./люд.-г
9. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат (див.графу 8 Кошторисного розрахунку №П147), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	1,38	грн./люд.-г

Загальна кошторисна трудомісткість

3290,028 тис.люд.-г

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах

2783,352 тис.люд.-г

Загальна кошторисна заробітна плата

59038,400 тис.грн.

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

Заробітна плата для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8

3400,00 грн.

Заробітна плата машиністів, зайнятих на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів, для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8

2643,00 грн.

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:

445381,121 тис.грн.

у тому числі:

будівельно-монтажні роботи -

353304,476 тис.грн.

вартість устаткування -

- тис.грн.

інші витрати -

17846,458 тис.грн.

податок на додану вартість -

74230,187 тис.грн.

Примітка:

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

Склав :

Перевірив :

4.1 Зведений кошторисний розрахунок**Форма № 1***(назва організації, що затверджує)***Затверджено**

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 445381,121 тис.грн.

У тому числі зворотних сум 1466,228 тис.грн.

^
(посилання на документ про затвердження)

“ ___ ” _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА**Житловий 12-ти поверховий будинок у м. Львів з аналізом сейсмічного навантаження на монолітні будівлі**

Складений в поточних цінах станом на 1 лютого 2022 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2-1	Глава 2. Основні об'єкти будівництва Житловий 12-ти поверховий будинок у м. Львів	315317,862	-	-	-	315317,862

		Разом по главі 2:	315317,862	-	-	-	315317,862
		Разом по главах 1-7:	315317,862	-	-	-	315317,862
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	9774,854	-	-	-	9774,854

1	2	3	4	5	6	7	8
		-					
		Разом по главі 8:	9774,854	-	-	-	9774,854
		Разом по главах 1-8:	325092,716	-	-	-	325092,716
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Глава 9. Інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	3803,585	-	-	-	3803,585
		-					
		Разом по главі 9:	3803,585	-	-	-	3803,585
		Разом по главах 1-9:	328896,301	-	-	-	328896,301
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	8222,408	8222,408
		-					
		Разом по главі 10:	-	-	-	8222,408	8222,408
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	4407,210	4407,210
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	214,223	214,223
		-					
		Разом по главі 12:	-	-	-	4621,433	4621,433
		Разом по главах 1-12:	328896,301	-	-	12843,841	341740,142
		Кошторисний прибуток	12567,908	-	-	-	12567,908
		Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	4540,239	4540,239
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18						
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4						

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	11840,267	-	-	462,378	12302,645
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-
		Разом	353304,476	-	-	17846,458	371150,934
		Разом крім ПДВ	353304,476	-	-	17846,458	371150,934
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	74230,187	74230,187
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	353304,476	-	-	92076,645	445381,121
		Зворотні суми	-	-	-	-	1466,228
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	1466,228

Директор (або головний інженер) проектної організації _____

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

4.2 Об'єктний кошторис

Житловий 12-ти поверховий будинок у м. Львів з аналізом сейсмічного навантаження на монолітні будівлі

Форма №3

Кошторис у сумі 445381,121 тис.грн.

Затверджено

Замовник

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ ___ ” _____ 20__ р.

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Житловий 12-ти поверховий будинок у м. Львів

Кошторисна вартість об'єкта

315317,862 тис.грн.

Кошторисна трудомісткість

3056,121 тис.люд.-год.

Кошторисна заробітна плата

59038,400 тис.грн.

Вимірник одиничної вартості

Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 1 лютого 2022 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Житловий 12-ти поверховий будинок	315317,862	-	-	-	315317,862	3056,121	59038,400	-
		Всього:	315317,862	-	-	-	315317,862	3056,121	59038,400	-
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	9774,854	-	-	-	9774,854	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	3803,585	-	-	-	3803,585	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	8222,408	8222,408	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	4407,210	4407,210	-	-	-
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7- 2000, Наказ Мінрегіонб уду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно- кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	214,223	214,223	-	-	-
		Разом:	328896,301	-	-	12843,841	341740,14 2	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1- 2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	12567,908	-	-	-	12567,908	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	4540,239	4540,239	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	11840,267	-	-	462,378	12302,645	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	353304,476	-	-	17846,458	371150,93 4	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	74230,187	74230,187	-	-	-
		Всього по кошторису	353304,476	-	-	92076,645	445381,12 1	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	1466,228	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	1466,228	-	-	-

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

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1 Вступ

Поліпшення умов праці – самостійне і важливе завдання. Для вирішення теоретичних і практичних завдань, що визначають цю проблему, нашою державою із самого початку його здійснення було розроблені і реалізовані численні правові і технічні, економічні і організаційні норми по охороні праці.

Обов'язки по забезпеченню безпечних умов і охорони праці в організації покладають на роботодавця.

Завдання охорони праці – звести до мінімальної ймовірності ураження або захворювання працюючого з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці. Реальні виробничі умови характеризуються, як правило, наявністю деяких небезпек.

Виробнича небезпека – це можливість впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Небезпечний виробничий фактор – це такий фактор, вплив якого приводить до травми.

Шкідливий виробничий фактор – це такий фактор, вплив якого приводить до захворювання.

Випадок із працюючим, пов'язаний із впливом на нього небезпечного виробничого фактора, називають нещасним випадком на виробництві. Погіршення здоров'я в результаті нещасного випадку звичайно називають травмою.

Явище, що характеризується сукупністю виробничих травм, називається виробничим травматизмом.

Професійне захворювання – це захворювання, викликане впливом на працюючого шкідливих умов праці.

Система організаційних і технічних заходів і засобів, що запобігають впливу на працюючих небезпечних виробничих факторів, називають технікою безпеки.

5.2. Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів

Одним з найбільш важливих питань для забезпечення безпеки будівництва є правильна організація і технічна підготовка до будівництва. Підготовка проводиться в 2 етапу: організаційний і технічний. На стадії організаційний підготовки розробляється проект організації будівництва, на технічній стадії – проект виконання робіт.

Проекти організації робіт передбачають тільки загальні заходи щодо техніки безпеки, основне обладнання будівельно-монтажних робіт, розміщення установок, що створюють шкідливі виробничі фактори.

Таблиця № 5.1 – Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів

№ п/п	Вид робіт	Небезпечні і шкідливі виробничі фактори	Характер впливів, наслідку
1	2	3	4
1	Земляні роботи. Роботи підготовчого періоду	1. Падіння людей у котлован 2. Перекидання будівельних машин 3. Обвалення земляного масиву на працюючих котловані	Травми, забиті місця Травми, забиті місця, втрати свідомості Травми різних ступенів вважкості
2	Влаштування фундаментів	1. Падіння із приставних майданчиків. 2. Удар баддею 3. Обвалення земляного масиву на працюючих котловані 4. Небезпека падіння вантажів на робочий персонал	Травми, забиті місця Травми, забиті місця, втрати свідомості Травми різних ступенів вважкості

3	Зварювальні роботи	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ураження електричним струмом 2. Вплив шкідливих газів і випарів. 3. Вплив променистої енергії 	<p>Електротравми, опіки різних ступенів.</p> <p>Отруєння, хвороби органів зору і дихання.</p> <p>Опіки різних ступенів</p>
4	Зведення надземної частини будинку і монтажні роботи	<ol style="list-style-type: none"> 1. Падіння крана внаслідок втрати стійкості, осідання кранових шляхів, падіння елементів що монтуються. 2. Падіння начіпних колісок, риштовання, робочого інструмента 3. Падіння людей 4. Тривала дія сонячної радіації. 5. Небезпека при роботі з вантажопідйомними механізмами 	<p>Важкі травми, смертельні випадки</p> <p>Травми різних ступенів важкості, загибель робітників.</p> <p>Травми різних ступенів важкості, загибель робітників.</p> <p>Теплові і сонячні удари</p> <p>Травми, смертельні випадки</p>
5	Бетонні роботи	1. Вплив шуму і вібрації при укладанні бетонної суміші	Перевтома, головний біль, зниження слуху.
6	Оздоблювальні роботи	<ol style="list-style-type: none"> 1. Вплив цементного і вапняного пилу 2. Вплив випарів фарб 	Силікози, кон'юнктивіти. Отруєння, головний біль
7	Електротехнічні роботи	1. Небезпека ураження струмом при перевірці систем електропостачання	Електротравми, опіки різних ступенів.
8	Покрівельні роботи	1. Падіння робітників з висоти	Травми, загибель робітників

9	Вантажно-розвантажувальні роботи	1. Падіння робітників з машин 2. Падіння деталей 3. Стомлення при фізичній роботі	Травми Травми, забиті місця Перевтома, головний біль
---	----------------------------------	---	--

Основними небезпечними факторами при веденні будівництва є: небезпека ураження електричним струмом від електроустановок, небезпека падіння вантажів на робочий персонал, падіння з висоти при веденні робіт на висоті. Крім цього, на будівельному майданчику освітлення повинне бути достатнім, щоб вести роботи в темний час доби.

Найпоширенішим нещасним випадком у будівництві є травмування. Для правильної відмітки стану техніки безпеки, розробки ефективних заходів щодо поліпшення охорони праці і попередженню нещасних випадків проводять аналіз походження виробничих травм і професійних захворювань.

Виробничі травми і професійні захворювання відбуваються в результаті дії небезпечних і шкідливих виробничих факторів. Вони підрозділяються на фізичні, хімічні, біологічні і психофізіологічні.

До фізичних факторів відносяться електричний струм машини, що рухаються, механізми або їх частини, підвищений тиск парів або газів у посудинах, неприпустимі рівні шуму і вібрації, невідповідність мікроклімату в робочій зоні, недоліки освітлення і ін. Хімічні фактори являють собою шкідливі для організму людини речовини в різних станах. Біологічні фактори включають бактерії, віруси, рослини, тварини. Психофізіологічні фактори – фізичні і емоційні перевантаження, розумова перенапруження, монотонність праці.

Усі небезпечні і шкідливі виробничі фактори розглядаються діючими в робочій зоні, під якою розуміють простір висотою до 2 м над рівнем поверхні, на якій розташовані робочі місця. Зона, у якій можуть діяти небезпечні і шкідливі фактори, являє собою небезпечну зону. Небезпечні зони можуть бути постійними в просторі і за часом і змінними по обом цим факторам. Розподіл факторів на небезпечні і шкідливі фактори досить умовно, так як в різних умовах одні фактори

діють по-різному, викликаючи професійні захворювання при повільному впливі і виробничі травми при різкій і раптовій дії.

Причиною виробничого нещасного випадку слід вважати фактор або групу взаємодіючих факторів, пов'язаних з виробництвом, які викликають ті або інші ушкодження організму людини.

До організаційних причин відносяться всі питання, пов'язані з неякісним навчанням і інструктажем, порушенням режиму праці і відпочинку, недоліками в організації робочих місць, несправні захисні засоби. До технічних причин відносяться конструктивні недоліки машин, невідповідність вимогам безпеки конструкцій і технологічних режимів, недотримання термінів планово-запобіжних ремонтів і ін. до санітарно-гігієнічних причин відноситься незадовільний стан виробничого середовища.

Дія фізіологічних факторів пов'язане з відповідністю особливостей організму людини виду використовуваної техніки, режиму праці і відпочинку, зручності робочої пози. При здійсненні будівельно-монтажних робіт робітник виконує в основному роботу руками. Зручність робочого місця визначається також робочою позою, оглядовістю (особливо для машиністів кранів і водіїв машин). Психологічні причини викликаються незадоволеністю роботою, психологічним кліматом у колективі, непевністю при недостатній навченості.

Аналіз причин травматизму і професійних захворювань ставить завдання науково обґрунтувати виявлення факторів, що породжують травматизм і професійні захворювання. Кожний конкретний випадок травматизму, будучи на перший погляд подією, викликаною випадковим збігом обставин, являє собою закономірність, яку можна виявити, якщо провести аналіз стану травматизму і виробничої обстановки.

5.3 Визначення розрахункових параметрів стропа

Вихідні дані:

$Q = 50$ кН. - вага вантажу для підйому.

$\alpha = 45^\circ$ – кут відхилення віток стропа від вертикалі.

$m = 4$ – число віток.

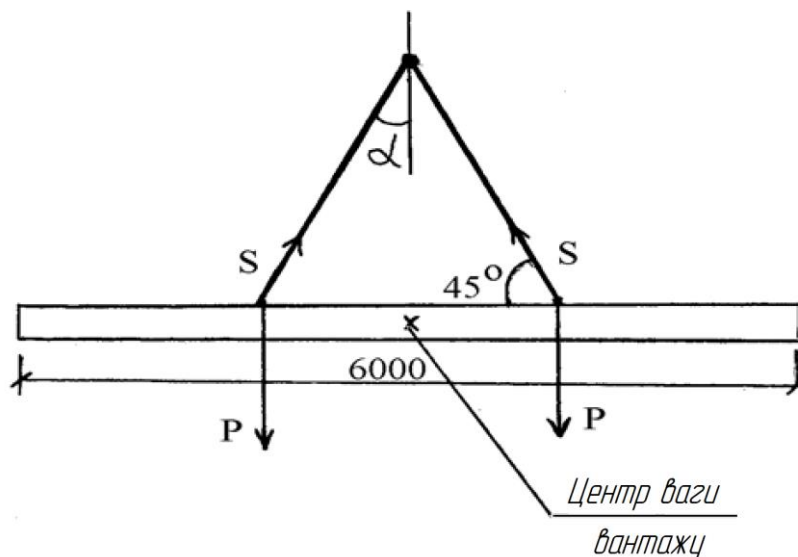


Рис. 5.1 Розрахункова схема стропів

$$\text{Зусилля діюче на одну вітку стропа } S = \frac{\Delta \cdot Q}{m} = \frac{1.42 \cdot 50}{4} = 17,75 \text{ кН}$$

$$\text{Розривне зусилля віток стропа } R \geq R_3 \cdot S$$

де $R_3 = 6$ – коефіцієнт запасу несучої здатності для стропів з обв'язкою або зачіпними гаками.

$$R = 6 \cdot 17,75 = 106,5 \text{ кН.}$$

По таблиці вибираю канат типу ТК $6 \times 37 \text{ } \varnothing 15$ мм із тимчасовим опором розриву дроту 1600 МПа, що мають розривне зусилля 112 кН.

Для стропа із числом віток $m = 2$ розривне зусилля у вітці стропа

$$S = \frac{1.42 \cdot 50}{2} = 35,5 \text{ кН.}$$

$$\text{Розривне зусилля } R = 6 \cdot 35,5 = 213 \text{ кН.}$$

Приймаємо канат типу ТК $6 \times 37 \text{ } \varnothing 22,5$ мм. с тимчасовим опором розриву дроту 1600 МПа, що мають розривне зусилля 229 кН.

РОЗДІЛ 6

НАУКОВА РОБОТА

6.1 Аналіз основних принципів проектування сейсмостійких монолітних будинків.

Один з основних принципів забезпечення сейсмостійкості конструктивних систем орієнтує нас на максимально можливе зниження сейсмічного навантаження на будинок за рахунок зниження його маси і використання ефективних конструктивних вирішень.

Зниження маси монолітного будинку з одночасним поліпшенням його теплотехнічних показників досягається шляхом заміни важкого бетону на легкий. Однак, як показав досвід зведення будинків у ковзній опалубці, така заміна без необхідних технологічних пророблень найчастіше приводить до різкого зниження якості монолітних конструкцій і, як наслідок, до падіння їх несучої здатності. Крім цього слід пам'ятати, що стіни з легкого бетону на 30 – 40% мають менший опір на зріз, ніж стіни з важкого бетону такої ж несучої здатності і відрізняються порівняно більшою неоднорідністю. Дана обставина є причиною важких локальних ушкоджень вузьких простінків і перемичок при землетрусах.

Саме в силу всього сказаного державні норми рекомендують внутрішні стіни монолітних будинків виконувати одношаровими з важкого бетону. Застосування для цієї мети легкого бетону (причому з $\gamma_0 < 1700 \text{ кг/м}^3$) допускається лише при наявності відповідного техніко-економічного обґрунтування.

Важливим аспектом сейсмостійкості будь-якого будинку є його планувальне вирішення.

Тривала відсутність норм, що регламентують монолітне домобудівництво в сейсмічних районах, привело до того, що в прагненні до підвищеної архітектурної виразності монолітних будинків конструктори надмірно ускладнювали їхні планувальні вирішення. Підсумком цього з'явилося зниження сейсмостійкості таких будинків і підвищення трудомісткості їх зведення, погіршилися і їх експлуатаційні якості. У зв'язку із цим у ДБН була введена вимога, щоб відношення периметра зовнішніх стін до загальної площі поверху не перевищувало 0,3 для багатосекційних будинків і 0,4 – для односекційних.

Цими ж нормами було заборонено підрізування стін у нижніх поверхах.



Рис. 6.1 Монолітна будівля з підрізкою нижніх поверхів

Такі будинки незадовільно поводитися при Карпатських землетрусах.

Старі норми СНиП дуже мало приділяли уваги монолітним будинкам. Проте в них прослідковується позиція про відносно високу сейсмостійкість таких систем.

По-перше, ці норми не накладають висотних обмежень на монолітні будинки.

По-друге, при підрахунку сейсмічного навантаження величина коефіцієнта K_2 (коефіцієнт, що враховує конструктивні розв'язки будинків і споруд) приймається більш низьким, для будинків інших конструктивних розв'язків. Так, для 9-поверхових каркасних, великоблочних, кам'яних і монолітних будинків значення K_2 приймається відповідно 1,4; 1,4; 1,3 і 1,2. Деякі фахівці вважають, що безкаркасні монолітні будинки можуть виявитися менш сейсмостійкими, ніж каркасні в силу того, що поява в їхніх стінах похилих тріщин веде до зниження пластичності деформування і зменшенню розсіювання енергії.

Ця думка одержала відображення в нормах ряду країн. Так, у рекомендаціях інженерів-будівельників Каліфорнії SEAOC (Structural Engineering Association of California), у тимчасових рекомендаціях із проектування сейсмостійких будинків ATC-3/06 (США), Новозеландських нормах, і в додатку до норм проектування будинків у сейсмічних районах Європейського комітету з бетону у формулу для

розрахунку сейсмічного навантаження вводиться коефіцієнт, величина якого для каркасних систем рівна 1, а для монолітних будинків 1,5 - 2,0.

З таким положенням можна погодитися тільки при дуже слабкому контурному армуванні і при відсутності горизонтального армування стін безкаркасних будинків. З появою похилих тріщин поглинання енергії збільшується за рахунок прояву сил тертя і зачеплення. Зростає і пластичність деформування. Крихке руйнування, якого побоюються згадані вище автори, практично виключається. У цьому випадку, норми ряду країн встановлюють досить високий мінімум армування для стін безкаркасних будинків (0,5% для всього поля стіни).

З наведених цифр видно, що норми різних країн по різному оцінюють функції армування стін. Звідси і 10-ти кратна відмінність у нижніх межах потужності цього армування.

Аналіз наукових матеріалів, свідчать про те, що в системі армування монолітних стін суттєва роль належить контурному армуванню. Причому його слід розташовувати концентровано в гранях широких прорізів, при з'єднанні стін, біля їхніх торців. Важливим моментом у конструюванні стін є запобігання витріщання вертикальних контурних стержнів. Як можна переконатися, досягти цього можна за допомогою спірального армування контурних стержнів у районі перекриття (приблизно на висоту, рівну $1/4$ поверху). Від традиційного застосування просторових арматурних каркасів із близьким розташуванням робочих стержнів до поверхонь стін слід відмовитися. Доцільно необхідну контурну арматуру влаштовувати на кожній ділянці стін одним стержнем, або декількома стержнями, з'єднаними зварюванням у пучок, посилений спіральним армуванням (рис. 6.2, б).

Крім контурного і горизонтального армування стін доцільно технологічні шви в межах горизонтальних ділянок розрахункових зигзагоподібних похилих перерізів підсилити вертикальними арматурними коротишами. Це збільшить опір технологічних швів зсуву і обмежить їх зсувні деформації з появою в них тріщин.

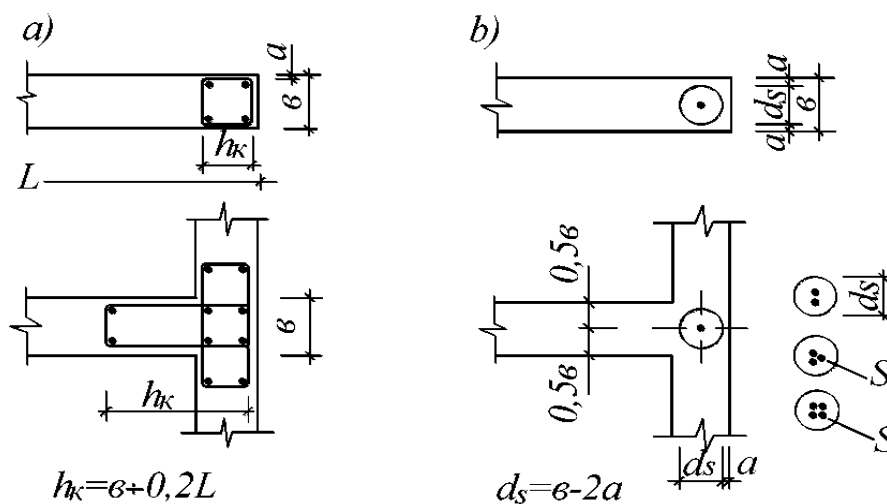


Рис. 6.2 Застосовувані на практиці (а) і рекомендовані (б) схеми контурного армування стін монолітних будинків.

Підсумовуючи усі розглянуті вище аспекти конструювання стін монолітних будинків, можна виділити рекомендовану схему їх армування, як показано на рис. 6.3. Як бачимо, у цій схемі рекомендується спеціальне армування перемичок за допомогою ортогональних стержнів і діагональних каркасів. Така схема армування в цей час рекомендується навіть навчальною літературою.

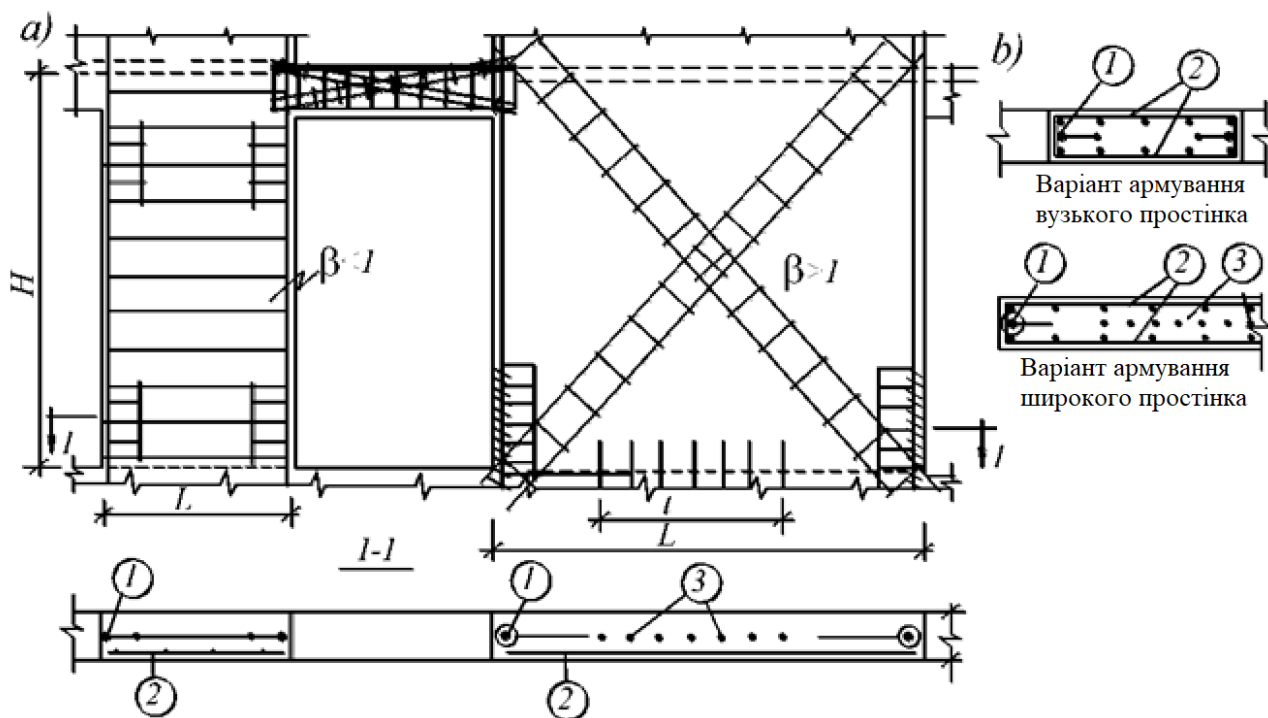


Рис. 6.3 Пропонована схема армування монолітних стін.

1 – антисейсмічна арматура; 2 – арматура, що працює на позацентровий стиск (на фасаді стіни умовно не показана); 3 - противозсувні коротиші.

Поведінка вузьких простінків у складі стін будинків поки вивчена недостатньо повно. До заповнення цієї ніші можна рекомендувати армувати їх контурною арматурою і горизонтальною поперечною (див. рис. 6.3).

У монолітних будинках перекриття можуть виконуватися збірними, збірно-монолітними і монолітними. З позицій сейсмостійкості пріоритет у цьому переліку належить монолітним перекриттям. Їхній розрахунок виконується двічі: у стадії виготовлення і експлуатації.

Збірно-монолітні перекриття виконують у двох варіантах: з влаштуванням монолітних елементів по перерізу і у плані. Перевага слід віддавати першому конструктивно-технологічному вирішенню. Згідно норм збірно-монолітні перекриття в плані допускається застосовувати лише в тому випадку, якщо в перекриттях необхідно залишати технологічні прорізи для монтажу крупнорозмірних елементів.

Збірно-монолітні перекриття по перерізу виконують із використанням збірних залізобетонних плит товщиною 40-60 мм, що відіграють роль незнімної опалубки.

Збірні і збірно-монолітні перекриття доцільно виготовляти нерозрізними. Розглядаються два стани їх роботи: до і після виконання стиків. Після влаштування стиків збірне перекриття перетворюється в нерозрізну конструкцію, у якій, внаслідок розвитку деформацій повзучості, відбувається перерозподіл зусиль. Цю обставину необхідно враховувати при розрахунку перекриття у стадії експлуатації.

В останні роки фахівці сейсмостійкого будівництва різних країн посилено звертають увагу проектувальників на те, що сейсмостійкість будь-якого будинку залежить не тільки від його показників несучої здатності але і від здатності до пластичного деформування. Це переконливо довели відповідні дослідження, у тому числі і натурні вібраційні випробування будинків.

Здатність будинку до пластичного деформування прийнято оцінювати коефіцієнтом ν , відношення переміщення при максимальному навантаженні (Δ_{\max}) до граничного переміщення при пружному деформуванні (рис. 6.4). Деякі дослідники (наприклад Т. Paulay, S. Mau і Т. Hsu) пропонують визначати Δ_{\max} на спадній вітці графіка переміщень.

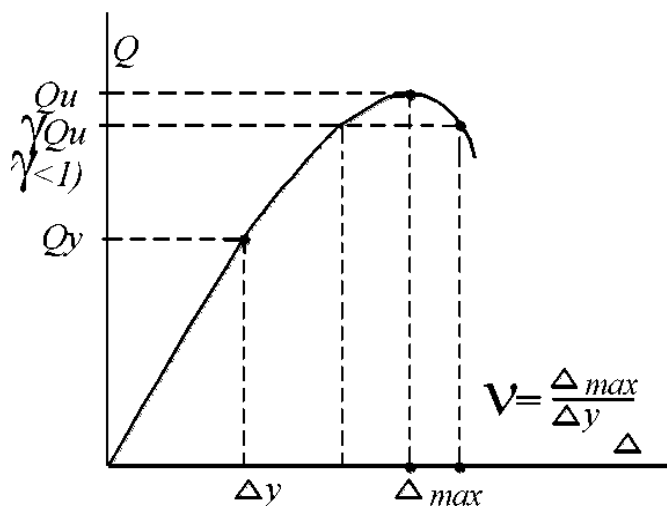


Рис. 6.4 До визначення коефіцієнта пластичності ν

Норми ряду країн вимагають, щоб значення коефіцієнта ν для сейсмостійких будинків було не меншу 4, монолітні будинки, як правило, відповідають цій умові.

Європейський стандарт Eurocode 2 нормує три рівні пластичності деформування будинків. Перший з них надається будинкам, запроектований по звичайних принципах. Другий відповідає конструктивним системам, що не піддаються крихкому руйнуванню, що і забезпечують їхнє нелінійне (але не стабільне) деформування при багаторазових знакозмінних навантаженнях. Найкращими вважаються конструктивні системи із третім рівнем пластичності, що деформуються стабільно без зниження жорсткості і несучої здатності при знакозмінному навантаженні, що і характеризуються явно вираженою здатністю до перерозподілу зусиль між конструктивними елементами і більшому розсіюванню енергії.

Необхідність влаштування вертикальних стиків у монолітних стінах виникає по границях захваток при роздільному бетонуванні взаємоперпендикулярних стін, при застосуванні різних видів бетону для зовнішніх і внутрішніх стін, при використанні збірних вентиляційних блоків і в інших аналогічних ситуаціях. Існують три основні типи вертикальних стиків: торцеві, фронтальні і фронтально-торцеві (рис. 6.5). Традиційно ці шви конструюють так, щоб були рівномірними з перерізами зєднувальних елементів. Цей же принцип прослідковується в різних “Рекомендаціях” у відношенні горизонтальних технологічних швів, що утворюються в рівнях перекриття при зведенні будинків у переставній опалубці.

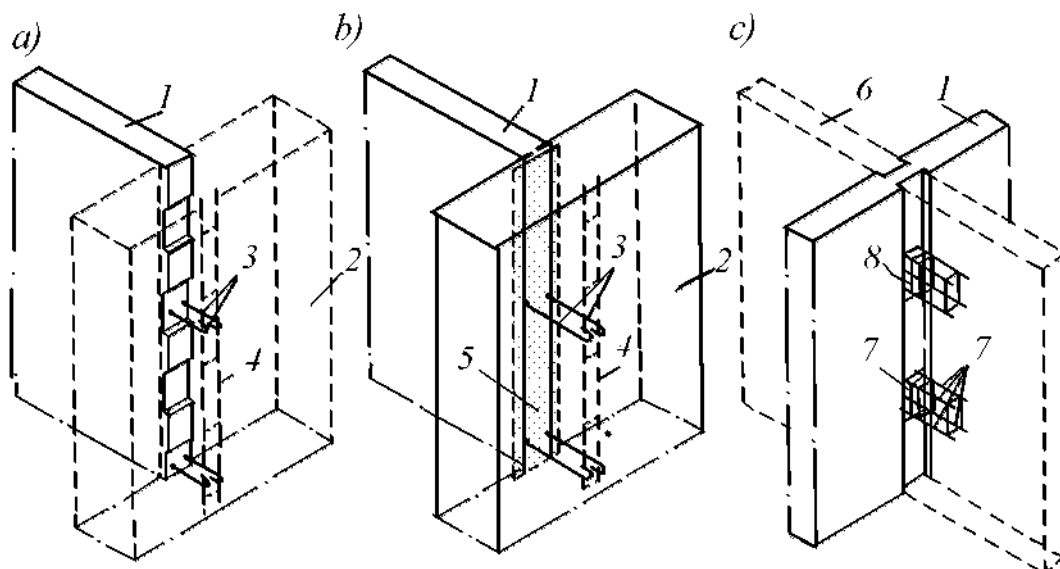


Рис. 6.5 Вертикальні з'єднання монолітних стін

а) торцеве, б) фронтальноторцеве, с) фронтальне

1 - внутрішня поперечна стіна; 2 - зовнішня стіна; 3 - горизонтальний арматурний зв'язок; 4 - вертикальний каркас; 5 - в'язана сітка із коміркою 1×1 см; 6 - внутрішня поздовжня стіна; 7 - горизонтальний каркас; 8 - отвір у стіні для влаштування шпонки

В монолітних будинках виконують контактні (рис. 6.6, а-в), комбіновані (рис. 6.6, г-д) і платформні (рис. 6.6, е) горизонтальні стики, за допомогою яких здійснюються з'єднання стін між собою по висоті будинку і з перекриттям.

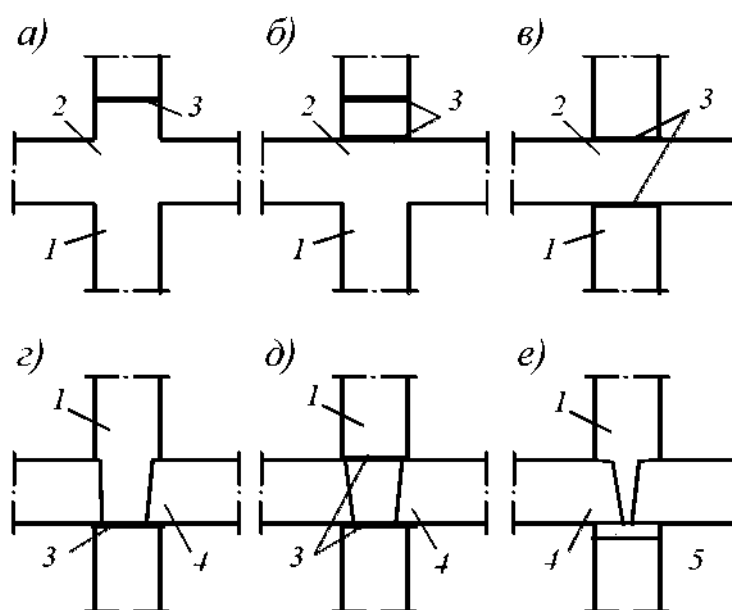


Рис. 6.6 Горизонтальні технологічні шви монолітних стін

а, б – при зведенні монолітних стін і перекриття у єдиному технологічному циклі

в об'ємно-переставній опалубці; *в* – при зведенні монолітних стін і перекриття у крупнощитовій опалубці; *г-е* – при зведенні монолітних стін у крупнощитовій і блокової опалубці з влаштуванням збірною перекриття;

1 - монолітна стіна; 2 - монолітне перекриття; 3 - технологічний шов; 4 - збірне перекриття; 5 - розчинний шов

Обстеженням монолітних будинків після землетрусів встановлено, що значну загальну шкоду було нанесено внаслідок важких ушкоджень дрібноштучних перегородок із цегли, гіпсових і вапнякових плит. Такі перегородки жорстко з'єднуються з капітальними стінами і перекриттями. При сейсмічному впливі внаслідок спільної роботи цих конструкцій і перегородок відбувається руйнування останніх, внаслідок їхнього поздовжнього вигину. Тому бажано перегородки виконувати великопанельними, а кріплення їх повинне здійснюватися по “маятниковій” схемі, тобто із зазором між ними і капітальними стінами і перекриттями з встановленням обмежувачів переміщення із площини.

6.2 Стан теорії розрахунку монолітних будинків

6.2.1 Загальні відомості

Як відомо, розрахунки будь-якої конструктивної системи складається із трьох частин, а саме:

- а) формування її розрахункової моделі з визначенням величин і схеми прикладання діючих навантажень (включаючи сейсмічну);
- б) визначення зусиль у розрахункових перерізах основних конструктивних елементів;
- с) підбір перерізів цих елементів (або перевірки їх несучої здатності при заданих конструктивних параметрах).

Розрахункова модель будинку може бути представлена у вигляді одномірного стержня, двомірної пластини (об'єднуючої в собі всі стіни одного напрямку) і тривимірної системи, що найбільш близько відтворює фізичний оригінал.

При формуванні розрахункової моделі будинку необхідно визначити діючі

на нього сейсмічні сили. Для цього існують дві методики: наближена (рекомендована СНиП II-7-81* для будинків висотою до 16 поверхів), що використовує стандартні графіки коефіцієнта динамічності β_i , і методика, заснована на застосуванні реальних або синтезованих акселерограм землетрусів.

Вібраційними натурними випробуваннями будинків установлений істотний вплив на величину сейсмічних сил податливості основи. Ця характеристика визначається на основі відповідних геологічних вишукувань. Врахування податливості основи дозволяє помітно знизити розрахункове сейсмічне навантаження на будинок.

Про вплив податливості основи на розрахункові динамічні параметри будинку можна судити по формулах:

$$T_1 = \sqrt{T_{1(c)}^2 + T_{1(f)}^2 + T_{1(\varphi)}^2}; \quad X_{1j} = X_{1j(c)} + \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{k_f \cdot g} + \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot H_i}{k_\varphi \cdot g}$$

де T_1 – період власних коливань будинку на реальній основі;

$T_{1(c)}$ – період основного тону коливань будинку на абсолютно твердій основі.

Визначається по програмах, що реалізують МКЕ, або по емпіричних формулах

$$T_{1(c)} = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{K_f \cdot g}}.$$

$T_{1(f)}$, $T_{1(\varphi)}$ – порційні періоди власних коливань, визначені відповідно

ковзанням по ґрунту основи і хитанням на ньому $T_{1(\varphi)} = 2\pi H \sqrt{\frac{0.33Q}{K_\varphi \cdot g}}$

$X_{1j(c)}$ – ордината першої форми коливань жорстко затисненого будинку.

Визначається як його прогин у рівні j -го поверху при дії системи одиничних сил в i -их рівнях;

Q , Q_i – вага будинку і його i -го поверху;

H_i , H_j – відстань від підшви фундаменту відповідно до його i -го і j -го

поверхів;

g – прискорення сили ваги;

K_f, K_φ – коефіцієнти жорсткості основи при зсуві і повороті;

$$K_f = C_f \cdot F; \quad K_\varphi = Z \cdot C_z \cdot J$$

де C_f, C_z - коефіцієнти пружного рівномірного зсуву і стиску ґрунту.

Визначаються згідно норм або експериментально.

F, J – площа подошви фундаменту і момент її інерції щодо нейтральної осі, перпендикулярної напрямку дії горизонтального сейсмічного навантаження.

При визначенні сейсмічних сил, що діють на монолітний будинок, необхідно враховувати, що по висоті його стіни розрізані технологічними швами, що утворюються по площинах контакту перекриття зі стінами. У цьому зв'язку державні норми рекомендують приблизно враховувати піддатливість таких швів шляхом заміни модуля деформацій бетону (E_b) на приведений модуль деформацій ($E_{b \text{ red}}$):

$$E_{b \text{ red}} = \frac{H_e}{\frac{H_l}{E_b} + \frac{A_w}{K_r}}$$

де H_e, H_l – висота поверху між осями перекриття і у світлі;

A_w – горизонтальна площа технологічного шва;

K_r – коефіцієнт жорсткості при стиску горизонтального з'єднання стін у

рівні технологічного шва $K_r = \frac{A_w}{\sum_{i=1}^n \lambda_{ci} + \frac{h_p}{E_b}}$

де λ_{ci} – коефіцієнт податливості в i -тому рівні технологічних швів при стиску. Нормується ДБН;

n – кількість технологічних швів у рівні розглянутого стикового з'єднання;

h_p – товщина перекриття;

E_b – модуль пружності плит перекриття при контактному і платформному типі стикового з'єднання і ділянки стіни в межах висоти перекриття при комбінованому типі стикового з'єднання.

Останні 10 років спектральний метод розрахунків сейсмічних сил з використанням стандартних графіків коефіцієнта β_i , зазнає серйозної критики. У роботах багатьох дослідників приводяться приклади помітного зниження значень сейсмічних навантажень, визначених за цією методикою. Тому норми більшості країн вимагають, щоб відповідальні (у тому числі висотні) будинки розраховувалися по реальним акселерограммам. У цих країнах існують альбоми цифрових акселерограмм, серед яких можна вибрати записи з переважними періодами, характерними для конкретного будівельного майданчика.

6.2.2 Розрахунок вузьких простіноків

При впливі горизонтальних сейсмічних сил вузький простінок прагне повернутися у свою площину. При цьому відбувається його перекус, внаслідок якого одна з діагоналей стискається, інша розтягується (рис. 6.7). Напруження концентруються в куті стиснутої діагоналі.

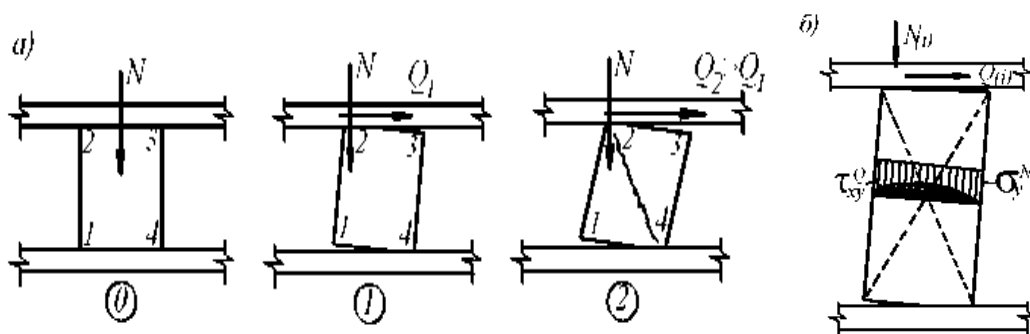


Рис. 6.7 Стадії роботи вузького простінка при сейсмічному впливі (а) і його розрахункова модель (б).

Існуюча методика розрахунку по похилих перерізах вузьких простіноків ($\beta < 1$) ґрунтується на тому, що похила тріщина зароджується в центрі простінка, де, як показують теоретичні дослідження розтягуючі напруження досягають максимуму. Виходячи із цього, умову несучої здатності вузького простінка можна записати у вигляді:

$$R_{mt(i)} \geq 0.5(\sigma_{x(i)} + \sigma_{y(i)}) \pm \sqrt{\frac{(\sigma_{x(i)} + \sigma_{y(i)})^2}{4}} + \tau_{xy(i)}^2$$

де $R_{mt(i)}$ – розрахунковий опір матеріалу простінка головним розтягуючим напруженням.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{x(i)} &= \sigma_{x(i)}^N + \sigma_{x(i)}^Q \\ \sigma_{y(i)} &= \sigma_{y(i)}^N + \sigma_{y(i)}^Q \\ \sigma_{xy(i)} &= \sigma_{xy(i)}^N + \sigma_{xy(i)}^Q \end{aligned} \right\}$$

В цих вираженнях $\sigma_{x(i)}$, $\sigma_{y(i)}$ і $\sigma_{xy(i)}$ – компоненти напружень у центральній точці i -го простінка, що складається із відповідних компонентів напружень від вертикальної (N_i) і горизонтальної (Q_i) навантажень.

В силу відомих закономірностей теорії пружності можна прийняти, що

$$\sigma_{x(i)}^N = \sigma_{y(i)}^Q = \sigma_{x(i)}^Q = \tau_{xy(i)}^N = 0, \text{ а } \sigma_{y(i)}^N = \frac{N_i}{b(i) \cdot l(i)}$$

де $b(i)$, $l(i)$ – товщина і довжина i -го простінка;

N_i – розрахункова вертикальна сила, що діє на i -й простінок.

Епюра дотичних напружень τ_{xy}^Q в середньому перерізі простінка досить точно описується рівнянням квадратної параболи, із чого випливає, що в центральній точці цього перерізу

$$\tau_{xy}^Q = 1.5 \frac{Q(i)}{b(i) \cdot l(i)} \leq R_{bsh}$$

Прийнявши до уваги сказане, і врахувавши, що $R_{mt} = R_{bt}$, після перетворення

одержимо вираження для визначення несучої здатності i -го простінка по поперечній силі (Q_i):

$$Q_{(i)} = \frac{b_{(i)} \cdot l_{(i)}}{1.5} \sqrt{R_{bt} \left(R_{bt} - \frac{N_{(i)}}{b_{(i)} \cdot l_{(i)}} \right)}$$

Для армованих простінків формула прийме вид:

$$Q_{s(i)} = \frac{b_{(i)} \cdot l_{(i)}}{1.5} \sqrt{R_{bt(s)} \left(R_{bt(s)} - \frac{N_{(i)}}{b_{(i)} \cdot l_{(i)}} \right)}$$

$$\text{де } R_{bt(s)} = R_{bt} \left[1 + \frac{0.71 \cdot n (q_{sq} + q_{sw})}{b_{(i)}} \right]$$

де q_{sq} , q_{sw} – розрахункове континуальне зусилля відповідно у вертикальних і горизонтальних арматурних стержнях.

$$q_{sq} = \frac{A_{sq} \cdot R_{sq}}{S_q}; \quad q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S_w}$$

де A_{sq} , A_{sw} – площа поперечного перерізу однієї площини відповідно вертикальних і горизонтальних стержнів;

R_{sq} , R_{sw} - розрахунковий опір;

S_q , S_w – крок.

6.2.3. Розрахунок широких простінків

Розрахунок широких простінків виконується за методикою розрахунку площинних залізобетонних конструкцій по похилих перерізах. Складність вирішення завдання є: з однієї сторони внаслідок дії зовнішніх сил у конструкції

виникає складний напружений стан, що визначається взаємодією зусиль M , Q і N , з іншою цим зусиллям протидіє працюючий на стиск і зріз бетон, контурна і польова (поздовжня, поперечна і похила) арматури, а також сили зачеплення і тертя, що виникають по гранях похилих тріщин.

Складність завдання спонукала багатьох науковців шукати наближені методи її вирішення, засновані на розгляді ідеалізованих розрахункових моделей. Як правило, такі методики дають прийнятний теоретичний прогноз для розрахункових ситуацій, але в більшості випадків дані аналітичних розрахунків недопустимо відрізняються від відповідних експериментальних даних. По деяких методиках ця відмінність досягає в 1,5-2,5 рази. Як приклад можна звернутися до даних, представлених на рис. 6.8, і результатів аналізу таких розрахунків.

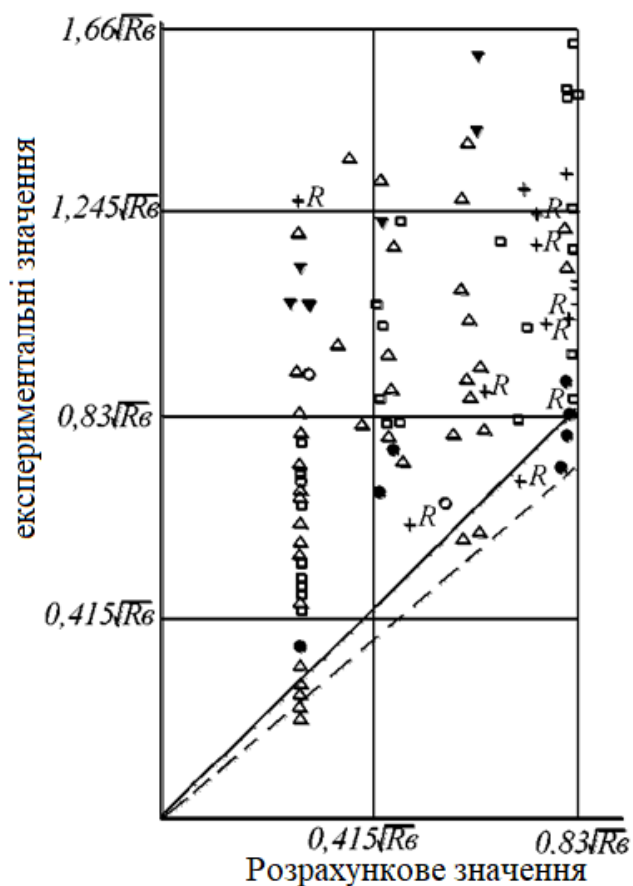


Рис. 6.8 Розрахункові (за Eurocode) і експериментальні значення опору стін зсуву за даними різних авторів

Аналогічний аналіз розрахункових методик виконали Varda F., Hanson J. M і Corley W.G, і прийшли до невтішного висновку, що прийняті розрахункові методи визначення несучої здатності стін з $\beta > 1$ при дії перерізуючих сил поки не існує.

Прийнято узагальнену класичну розрахункову модель простінка (рис. 6.9) з нормальною (горизонтальною) і похилою (критичною) тріщинами. Остання розсікає простінок на два блоки А і Б.

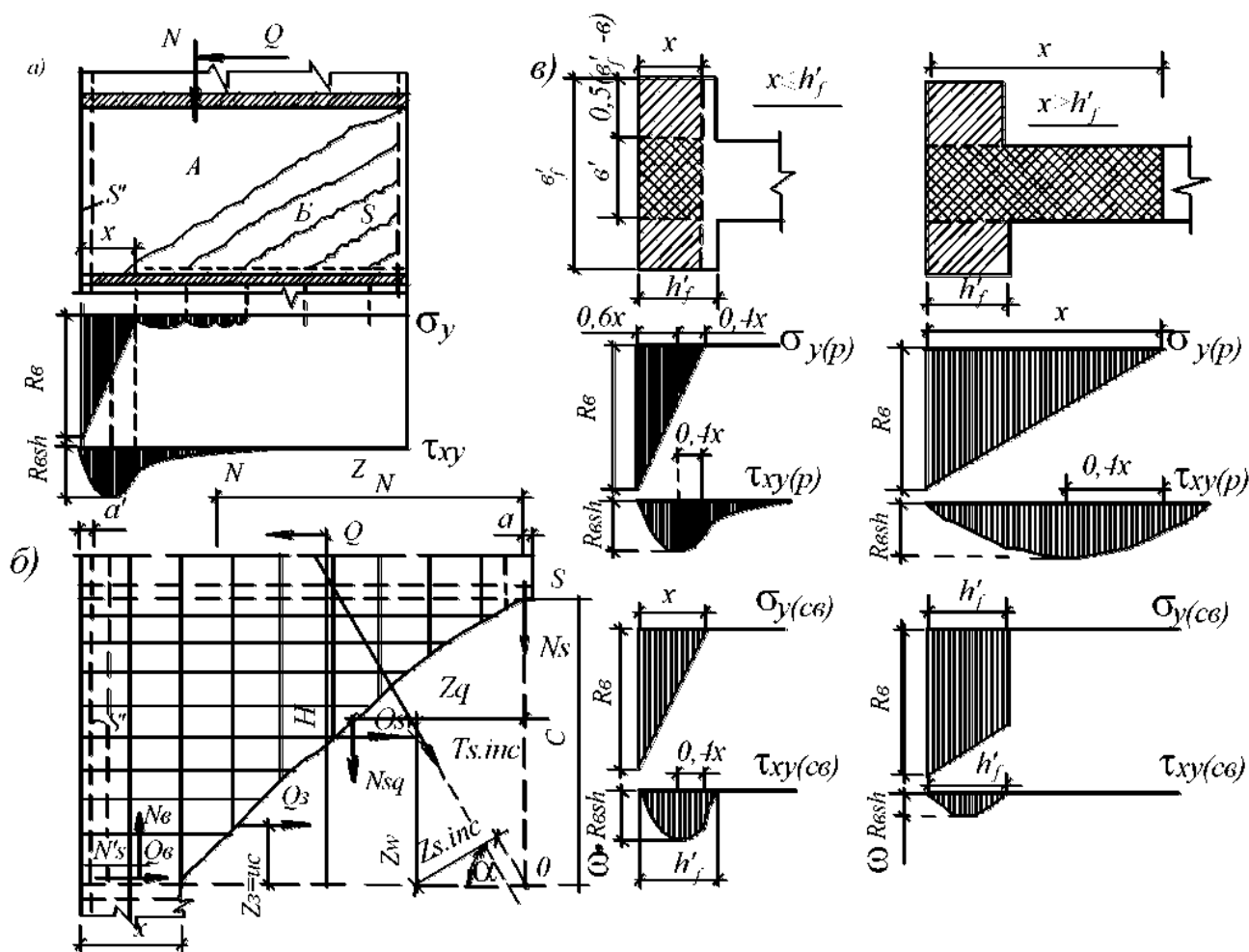


Рис. 6.9 Розрахункова модель стіни двотаврового профілю при руйнуванні по похилому перерізу

Відкинувши блок Б, умову рівноваги блоку А можна записати у вигляді системи трьох рівнянь, у які крім зовнішніх сил входять рівнодіючі зусиль у стиснутій зоні бетону, сили зачеплення по межах похилої тріщини і зусилля в арматурних стержнях, пересічених цією тріщиною:

$$N = N_b + N'_s - N_s - N_{sq} - N_{s.inc} + N_z$$

$$Q = Q_b + Q_z + Q_{sw} + Q_{s.inc} + Q_n$$

$$QH = N_b Z_b + N'_s Z'_s - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} - T_{s.inc} Z_{s.inc} - NZ_n + UCQ_3 - Z_3 N_3$$

У цих рівняннях:

Q_b, N_b – рівнодіючі напружень τ_{xy} і σ_y в стиснутій зоні бетону;

N_s, N'_s – рівнодіюча напружень у контурній арматурах S і S'

N_{sq}, Q_{sw} – рівнодіючі напружень у вертикальних і горизонтальних стержнях, пересічних розрахунковою похилою тріщиною;

$N_{s.inc}, Q_{s.inc}$ – вертикальна і горизонтальна складові рівнодіючої напружень у похилих стержнях, пересічних розрахунковою похилою тріщиною;

N_3, Q_3 – вертикальна і горизонтальна складові рівнодіючої сил зачеплення по межах розрахункової похилої тріщини;

Q_N – рівнодіюча сил нагельного опору арматури.

Відповідно розглянутої методики умова несучої здатності i -ї стіни по похилому перерізу має вигляд

$$Q_{T(i)} \leq \gamma_a \cdot \gamma_m \cdot Q_{(i)}$$

де $Q_{T(i)}$ – перерізуюча сила у розрахунковому перерізі i -ї стіни від зовнішніх навантажень і впливів;

$Q_{(i)}$ – опір i -ї стіни зрізу;

γ_a – коефіцієнт, що враховує зниження опору стіни зрізу при циклічному знакозмінному навантаженні. При розрахунковій сейсмічності 7, 8 і 9 балів рекомендується приймати його рівним відповідно 0,85; 0,8 і 0,75;

γ_m – коефіцієнт, що враховує зниження опору зрізу по технологічному шву. Приймається рівним: при спеціальній обробці шва, що підвищує несучу здатність зчеплення старого бетону з новим - 0,9, а при відсутності такої обробки - 0,7.

Даний метод розрахунку залізобетонних стін по похилих перерізах, безсумнівно, є кроком вперед у розвитку теорії розрахунків площинних конструкцій, оскільки він заснований на розгляді розрахункової моделі, що максимально відображає сутність фізичного оригіналу, і враховує опір зовнішньому навантаженню всіх компонентів стіни, а саме бетону (включаючи сили зачеплення по межах розрахункової тріщини), контурної розтягнутої і

стиснутої арматури, горизонтальних, вертикальних і похилих стержнів. Невипадково розрахунки за цією методикою досить добре описують результати стендових випробувань великої кількості однопанельних зразків стін в умовах складного завантаження. Однак відносно до стін багатоповерхових будинків і цей метод має недоліки. Головний з них складається в тому, що траєкторія розрахункової похилої тріщини прийнята на основі згаданих стендових випробувань одноповерхових зразків стін, у багатоповерхових монолітних будинках ця траєкторія може бути іншою.

Крім того сили зачеплення за цією методикою враховуються приблизно. Плече прикладання їх рівнодіючої (Z_z) прийняте у всіх випадках рівним $0,3C$ (де C - довжина вертикальної проекції розрахункової похилої тріщини), тому що ця величина навіть для тріщини однієї і тієї ж траєкторії буде змінюватися залежно від ширини її розкриття, оскільки при значному розкритті на частині довжини тріщини сили зачеплення будуть дорівнюють нулю.

6.3 Теоретичне вивчення напружено-деформованого стану стін монолітних будинків при складному завантаженні

6.3.1 Метод і спрямованість теоретичних досліджень

В даний час для розрахунку різних конструктивних систем широко використовується метод кінцевих елементів. Створення сучасних обчислювальних комплексів зробило його певною мірою універсальним. Застосовується він однак для розрахунку складних конструктивних систем переважно в лінійній постановці.

При такій його реалізації поведінка конструкції після появи в ній пластичних деформацій і тріщин залишається не виявленим, тобто ми не одержуємо найбільш важливої інформації про механізм перерозподілу внутрішніх зусиль в елементах конструкції, зміні її жорсткості, характері розподілу напружень у стадії руйнування і ін. Одним словом, лінійна реалізація методу кінцевих елементів не дає інформації, необхідної для розробки методики розрахункового визначення несучої здатності і жорсткості конструкцій і конструктивних систем.

У зв'язку із цим зусилля багатьох вчених різних країн в останні роки були спрямовані на розробку універсальних розрахункових комплексів, що реалізують

метод кінцевих елементів з урахуванням фізичної нелінійності конструктивних систем, джерелами якої є нелінійність діаграм деформування бетону і сталі і утворення тріщин у бетоні. Спроби розробити відповідні програмні комплекси натрапляли на серйозні труднощі. Подолання деяких з них сприяла розробка теорії деформування залізобетону із тріщинами. На базі цієї теорії розроблені ряд програм для розрахунків на ЕОМ залізобетонних конструкцій у нелінійній постановці.

Деякі з них доведені до програмної реалізації і перевірені на розрахункових моделях реальних конструкцій, але в більшості випадків при простому пропорційному завантаженні. Математичні моделі, покладені в основу цих комплексів, розглядають залізобетон як фізично нелінійний анізотропний матеріал, у якому арматура "розчинена" у бетоні. Причому "розчинення" це можливо виконувати локально для заданої групи кінцевих елементів. Арматура вважається нелінійно пружною. У кожному кінцевому елементі тріщина утворюється по головному майданчику при досягненні граничних значень напружень, рівних відповідним до параметрів опору матеріалу.

В описаних нижче теоретичних дослідженнях використовувався програмний комплекс "NELIN", що дозволяв стежити за трансформацією пружнопластичних деформацій і напружень у різних ділянках конструкції в міру зміни силової ситуації.

Ці дослідження ставили перед собою вирішення наступних основних завдань:

- Виявити характер тріщиноутворення в багатоповерховій монолітній стіні при складному завантаженні. Встановити розрахункові перерізи, по яких відбувається руйнування стіни.
- Визначити форми епюр нормальних (σ_y) і дотичних (τ_{xy}) напружень у розрахункових перерізах стіни в стадії руйнування.
- Установити характер зміни напружень по довжині стиснутої і розтягнутої контурної арматури.

Перш ніж приступитися до опису результатів цих досліджень слід зазначити, що метод кінцевих елементів - як інструмент теоретичного вивчення напружено-

деформованого стану конструктивної системи, не відрізняється бажаною досконалістю в силу ряду причин. Одна з них складається в тому, що на результати розрахунку впливає схема розбивки конструкції на кінцеві елементи. Спроба зменшити цей вплив за розрахунок збільшення густоти розбивочної сітки адекватно збільшує математичні труднощі. Використання розріджених розбивочних сіток конструкції на кінцеві елементи приводить до істотних викривлень не тільки у величинах напружень, але і у відстанях між тріщинами. Крім того, за допомогою методу кінцевих елементів нелегко вирішуються різного роду контактні завдання. Ця обставина має місце і у цьому випадку, оскільки в реальній багатоповерховій стіні завжди є технологічні шви, по площинах яких опір розтягу і зрізу, як правило, ослаблене.

З істотними труднощами доводиться зустрічатися при вивченні картини тріщиноутворення в залізобетонних конструкціях. Їхній розрахунок з використанням методу кінцевих елементів у нелінійній постановці дає перебільшене тріщиноутворення, не відтворюючи роботу бетону на ділянках між тріщинами.

Об'єктом аналізу теоретичних досліджень є 6-поверхові стіни з різними значеннями геометричної характеристики (β_p), завантажені поверхи вузловим постійним вертикальним навантаженням (рис. 6.10). Горизонтальне навантаження також прикладалося вгору стіни, але шаблями - аж до руйнування конструкції.

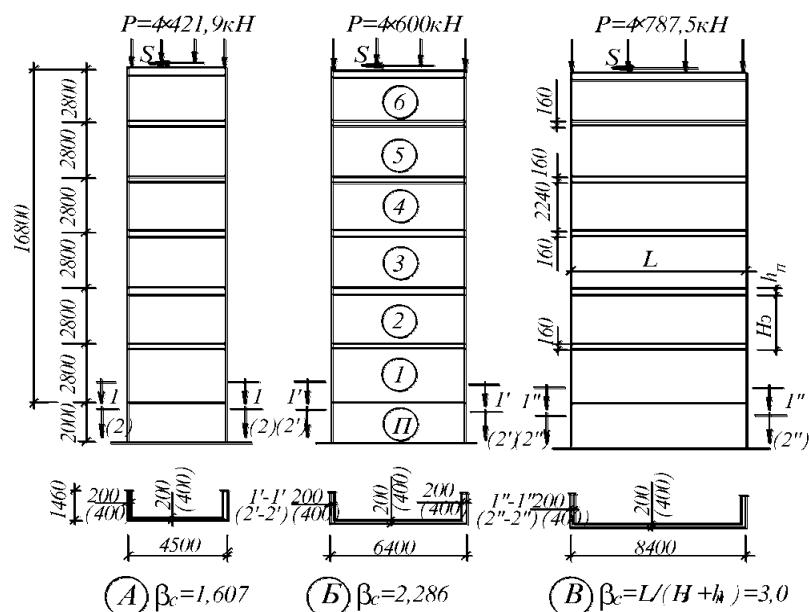


Рис. 6.10 Типи стін що розраховувалися на ЕОМ.

По висоті стіну товщиною 20 см з керамзитобетону ($\gamma_0 = 1600 \text{ кг/м}^3$) перерізують монолітні залізобетонні перекриття ($\gamma_0 = 2500 \text{ кг/м}^3$) товщиною 16 см.

В основі кожної стіни є цокольний поверх ($H_1 = 2,0 \text{ м}$) зі стінами товщиною 40 см. В плані розрахункова модель стіни має С-подібну форму.

Технологічні шви в рівні перекриття моделювалися шляхом зниження на 40% опору розтягу (f_{ctd}) бетону перекриття, які в розрахункових моделях виділялися окремими вузькими смугами кінцевих елементів (рис. 6.11).

Геометричні розміри стіни типу "Б" (див. рис. 6.10.), схема її армування і схема завантаження були аналогічні стіні без горизонтального армування фрагмента № 2 монолітного будинку, що піддався вібраційним випробуванням.

Незмінними вихідними параметрами для стін усіх типів були характеристики бетону ($f_{cd} = 21,1 \text{ МПа}$; $f_{ctd} = 2,11 \text{ МПа}$; $E_b = 159 \times 10^3 \text{ МПа}$) і арматури ($A_s = 27,4 \text{ см}^2$; $f_{yd} = 365,0 \text{ МПа}$). Схема розбивки стін на кінцеві елементи наведена на рис. 6.11.

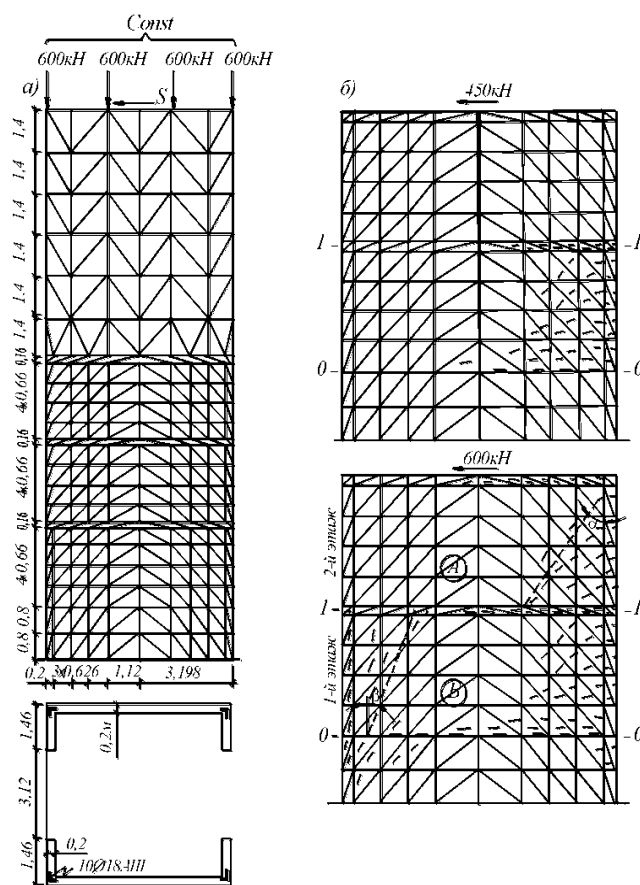


Рис. 6.11 Розрахункова модель стіни типу Б 6-ти поверхового фрагмента будинку (а) і схеми тріщин на його нижніх поверхсах (б)

6.3.2 Основні результати теоретичних досліджень

На рис. 6.11, б як приклад показана динаміка тріщиноутворення в стіні типу "Б" при досить високих рівнях горизонтального навантаження (S).

Перші тріщини, практично горизонтальні, утворюються в місці зміни товщини стіни (по перерізу 0-0), тобто в рівні верху цокольного поверху, з боку її розтягнутої грані. З ростом навантаження S тріщини розгинається убік стиснутої зони перерізу, скорочуючи тим самим її довжину. Одночасно з'являються нові тріщини, що розташовуються вище перерізу 0-0. На розтягнутій грані стіни вони майже горизонтальні, але в міру розвитку в глиб стіни їх траєкторії згинається убік опорного перерізу 0-0. При навантаженні близько 70% від руйнуючої такі тріщини охоплюють по висоті всю стіну 1-го поверху.

З подальшим збільшенням навантаження S з'являються нові тріщини трьох типів.

Перші з них - горизонтальні в рівні перекриття над першим поверхом з боку розтягнутої грані стіни. До стадії руйнування вони охоплюють більшу частину довжини стіни.

Тріщини другого типу розташовуються вище перерізу 1-1 (див. рис. 6.11, б), досягаючи перекриття над другим поверхом. Їхня траєкторії нахилена вбік перерізу 1-1. У сумі вони охоплюють ділянку стіни 2-го поверху трикутної форми.

Тріщини третього типу з'являються в стиснутій зоні стіни першого поверху. Їхня орієнтація круто нахилена до опорного перерізу 0-0. Розташовуючись пучком, вони охоплюють ділянку стіни 1-го поверху трапецевидної форми.

Якщо тріщини перших двох типів є результатом дії розтягуючих напружень, то тріщини третього типу виникають внаслідок розвитку стискаючих напружень.

Розглядаючи картину тріщиноутворення в стіні в стадії, близької до руйнування, можна виявити траєкторію критичної тріщини, по якій відбувається розчленування стіни на два блоки (див. рис. 6.11). Верхній з них - блок А - відділяється від нижнього блоку Б похилою ламаною тріщиною, що складається із двох похилих ділянок, з'єднаних між собою горизонтальною тріщиною, що проходить у рівні перекриття над першим поверхом. Така траєкторія тріщини подібна траєкторій критичних тріщин, по яких відбувалося руйнування різних

залізобетонних елементів з технологічними швами, тобто в цьому випадку теоретичні дослідження підтвердили відповідні експериментальні дані.

Це надає право вважати, що розрахунковий похилий переріз, по якому відбувається руйнування стіни при складному завантаженні, має зигзагоподібну форму, що складається із двох різнонахилених ділянок, з'єднаних горизонтальним відрізком довжиною t (рис. 5.3.).

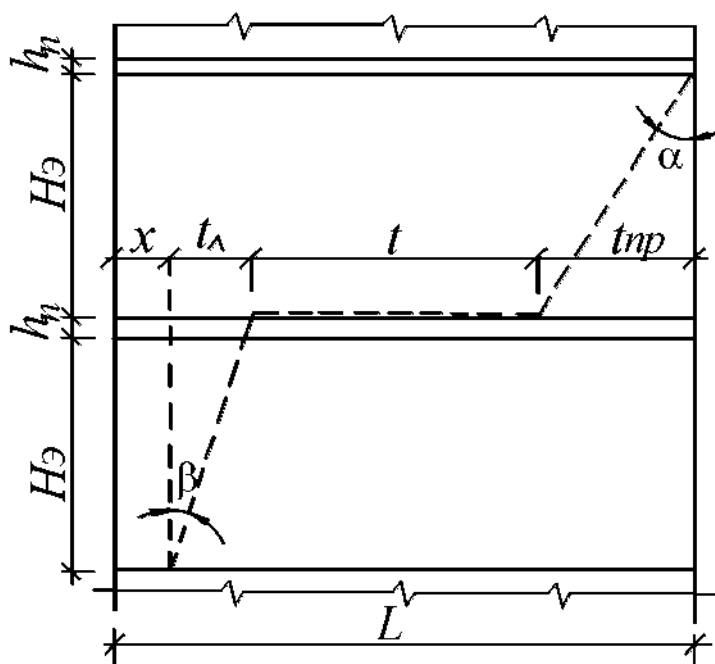


Рис. 6.12 Розрахункова траєкторія критичної тріщини.

Аналіз результатів розрахунку різних стін показує, що крутість похилих ділянок, визначається кутами α і β , залежить переважно від геометричної характеристики стін (β_p) і може бути визначена по формулах:

$$\alpha = 16.2\beta_p, \quad \beta = 9.6\beta_p$$

де $\beta_p = \frac{L}{H_e + h_p}$; L – довжина стіни; H_e – висота поверху у світлі; h_p – товщина перекриття.

Величина відрізка t розрахункової траєкторії критичної тріщини може бути знайдена з вираження

$$t = L - x - tg \beta (H_e + h_p) - tg \alpha \cdot H_e$$

Важливим моментом розробки аналітичного методу розрахунку стін будинків є вибір форми епюри напружень σ_y в стиснутій зоні розрахункового перерізу. Різні дослідники пропонують прямокутну, трапецевидну і трикутну форми цих епюр.

Аналіз експериментальних досліджень показав що в стадії руйнування найбільш близькою апроксимацією фактичною епюри напружень σ_y є трикутник. До цього ж висновку приводить розгляд епюр σ_y , отриманих при розрахунках по методу кінцевих елементів багатопверхових стін з різною геометрією (рис. 6.13).

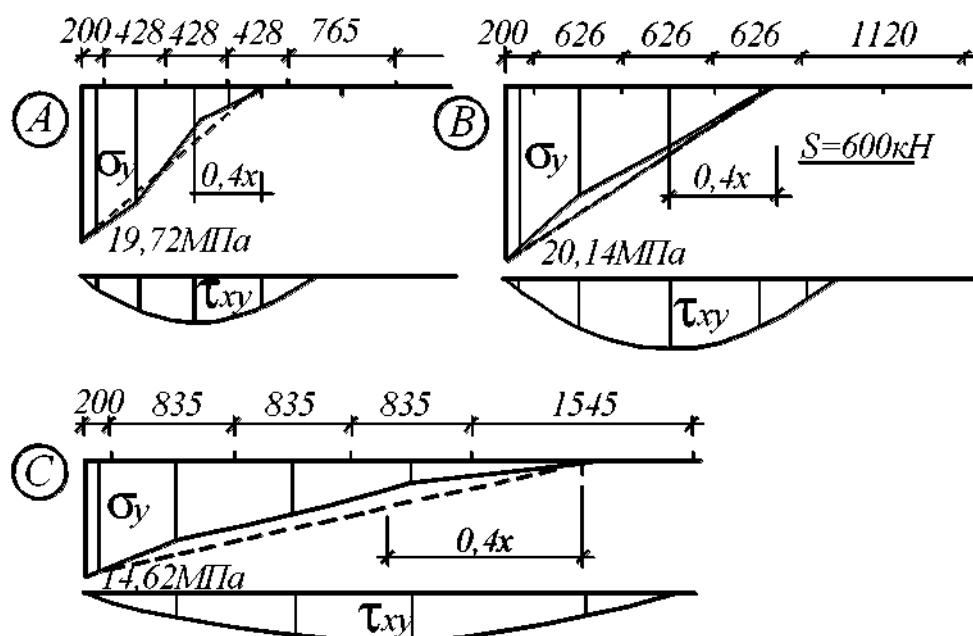


Рис. 6.13 Епюри напружень σ_y і τ_{xy} в горизонтальному перерізі 0–0 в стінах типів А, В і С

Математичний аналіз цих епюр дозволяє стверджувати що при їхній трикутній апроксимації коефіцієнт повноти епюр ω_1 дорівнює відношенню площі фактичної епюри напружень σ_y до площі трикутника змінюється в межах 0,92 -0,96 при середньому значенні 0,95.

Епюри дотичних напружень τ_{xy} в розрахунковому перерізі мають обрис,

дуже близький до квадратної параболи. У стадії руйнування напруження τ_{xy} фіксуються на ділянці довжиною трохи більшою довжини стиснутої зони X . Як видно з рис. 6.13, максимум дотичних напружень має місце там, де нормальні напруження σ_y досягають приблизно $0.4\sigma_{y(\max)}$.

На (рис. 6.14, а) як приклад приведена епюра напруги σ'_s по довжині арматурних стержнів S' .

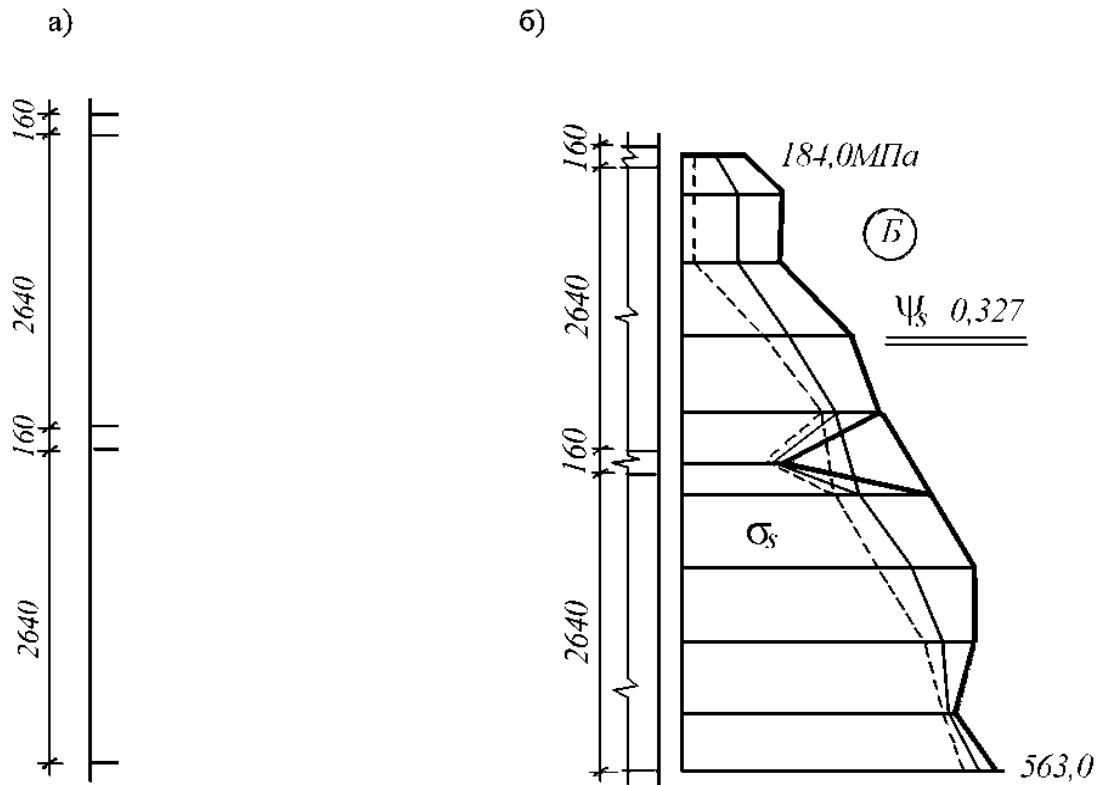


Рис. 6.14 Епюра напружень σ'_s по довжині арматур $S'S$ (а) і σ_s по довжині арматури S (б) у стіні типу Б

В цілому ця епюра носить плавний характер, якщо не враховувати “стримуючого” впливу перекриття. У місцях їх розташування рівень напружень σ'_s знижується. Підрахунки показують, що на всіх стадіях роботи під навантаженням, крім стадії руйнування, напруження в арматурі S' відповідають $n \cdot \sigma_y$ (де $n = \frac{E_s}{E_b}$, а σ_y – напруження у волокнах бетону, що оточують арматуру S).

Епюри напруги σ_s по довжині розтягнутих стержнів S мають менш спокійний характер, ніж аналогічні епюри стиснутої арматур S (рис. 6.14, б).

Пояснюється це наявністю в розтягнутій грані стіни тріщин, причому з різної шириною розкриття.

Максимум напруги $\sigma_{s(\max)}$ фіксується в опорному перерізі 0-0, де раніше всього утворюється горизонтальна тріщина.

У міру видалення від цього перерізу напруження σ_s падають. У рівні першого перекриття в стадії розвиненого тріщиноутворення вони досягають приблизно $0,8\sigma_{s(\max)}$. При подальшому видаленні від опорного перерізу напруження σ_s ще більше знижуються, досягаючи в рівні другого перекриття величини $\psi_s\sigma_{s(\max)}$. За результатами розрахунку різних стін коефіцієнт ψ_s змінюється в діапазоні 0,3 – 0,5.

Уважний розгляд епюр σ_s дозволяє помітити, що зі збільшенням горизонтального навантаження в стадії близької до руйнування напруження в опорному перерізі 0-0 і поблизу нього ростуть менш інтенсивно, ніж в більш віддалених перерізах. Пояснити це можна тим, що з ростом навантаження тріщини вище опорного перерізу розкриваються більш інтенсивно, ніж горизонтальна тріщина в опорному перерізі.

Завдяки відзначеній обставині в стадії близькій до руйнування відбувається вирівнювання напружень по довжині арматури S . Однак і при цьому їх значення в основі критично похилої $\psi_s\sigma_{s(\max)}$ тріщини становлять лише $\psi_s\sigma_{s(\max)}$, тоді як в опорному перерізі вони досягають $f_{yd} \left(\sigma_{s(\max)} = f_{yd} \right)$.

Як і в стиснутій арматурах S' (див. рис. 6.14, а), на характері епюри σ_s по довжині арматур S позначається "стримуючий" вплив перекриття.

6.3.3 Аналітичний метод розрахунку несучої здатності стін монолітних будинків з урахуванням сейсмічного впливу

У сучасній практиці проектування багатопверхових монолітних будинків прийнято вважати, що руйнування суцільних монолітних стін можливо по горизонтальному і похилому перерізах (рис. 6.15). Ці перерізи надалі будемо називати розрахунковими.

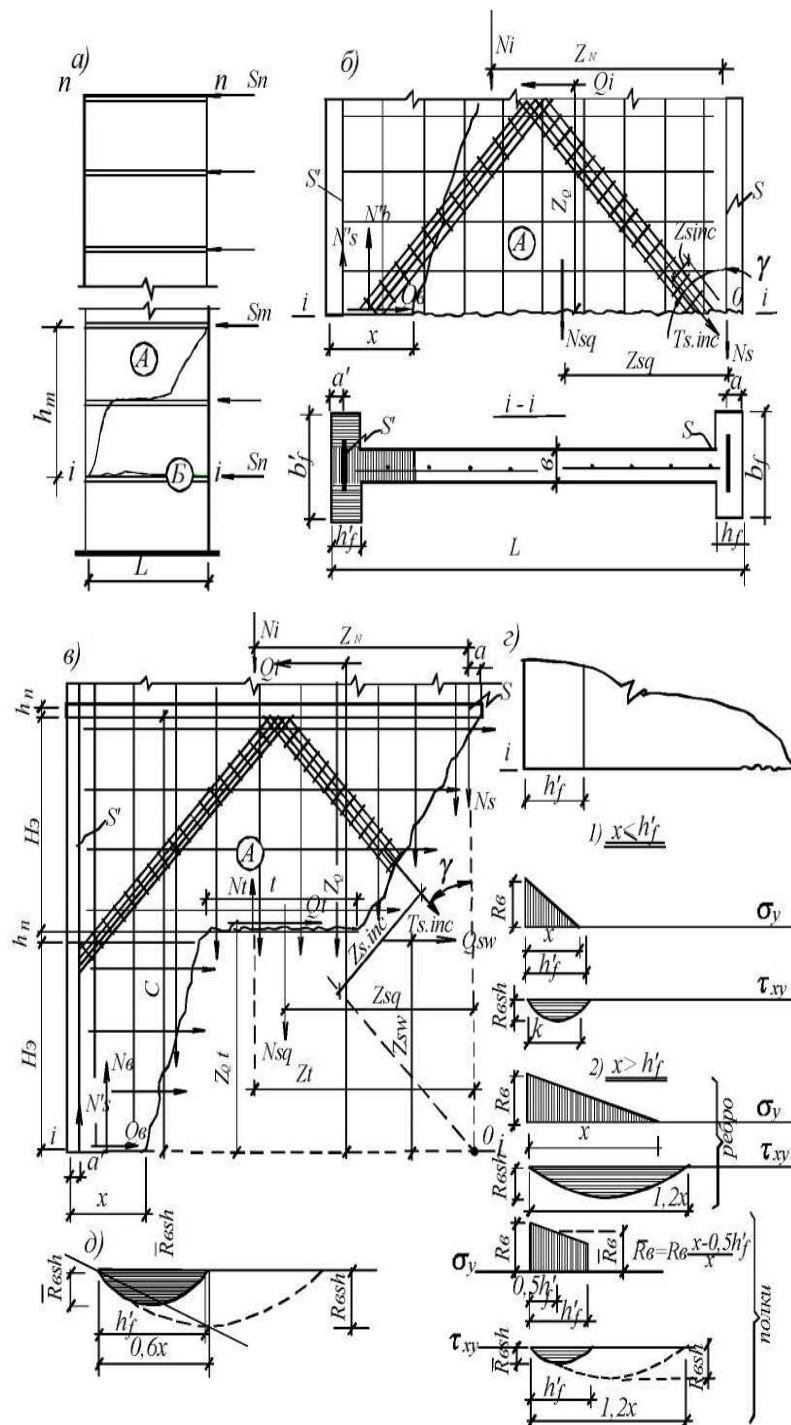


Рис. 6.15 Схема утворення тріщин в монолітних конструкціях при сейсмічному навантаженні, епюри напружень

Для горизонтального розрахункового перерізу характерно, що в стадії руйнування напруження в арматурі S , у місці перерізання її цим перерізом, досягається величини f_{yd} .

Похилий переріз має зигзагоподібну форму і складається із двох похилих ділянок і з'єднуючого їх горизонтального відрізка в рівні верху перекриття.

Розрахункова тріщина (горизонтальна або похила) розділяє стіну на два

блоки А і Б. Якщо розглядати блок А в стані рівноваги, то в загальному випадку на нього діють зовнішні сили: вертикальні з рівнодіючої N_j , горизонтальні сейсмічні S_j . Опирається їм стиснутий бетон по довжині перерізу x , сили тертя на горизонтальній ділянці похилої тріщини, контурна горизонтальна (вертикальна і похила) арматура.

Багато авторів, що вивчали роботу балкових і площинних конструкцій при руйнуванні по похилих перерізах, вважають за необхідне в розрахунках на несучу здатність враховувати сили зачеплення, що виникають по межах похилих тріщин. Із цим не можна не погодитися, коли мова йде про статично завантаженні конструкцій. У цьому випадку сили зачеплення можуть відігравати істотну роль у формуванні опору конструкції зовнішнім силовим впливам. Однак іншу картину доводиться спостерігати при динамічному багатоциклічному завантаженні.

Вібраційні випробування будинків при високих рівнях інерційного навантаження показали, що сили зачеплення по межах похилих тріщин, досить значні в момент їх виникнення, інтенсивно затухають у міру розкриття цих тріщин і стирання їх гранів. Тому при розрахунку в стадії руйнування систем, що сприймають сейсмічний вплив, логічно вважати що сили зачеплення в розрахунковій тріщині дорівнюють нулю.

При динамічному знакозмінному завантаженні стіни в стадії її руйнування по похилому перерізу відбувається зсув її верхньої частини щодо нижньої на горизонтальній ділянці критичної тріщини. Такий вид деформування стіни з розкриттям зигзагоподібної тріщини тільки на її похилих ділянках пояснюється власними деформаціями стінових блоків, розділених тріщиною. Механізм такого тріщиноутворення показаний на рис. 6.16. В однорідній стіні траєкторія похилої тріщини проходить через точки з максимальними значеннями головних розтягуючих напружень. Стискаючі напруження σ_y в цьому випадку фіксуються за межами тріщини в стиснутій грані стіни.

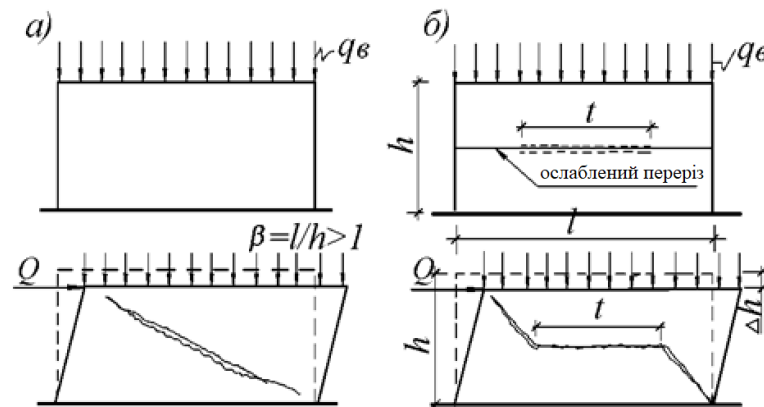


Рис. 6.16 Схеми утворення похилих тріщин в однорідній стіні (а) і в стіні з ослабленим перерізом (б).

При наявності в стіні ослабленого перерізу, який можна на певній довжині t імітувати вузьким прорізом (пунктир на рис. 6.16) похила тріщина закономірно захопить відрізок цього перерізу. Однак за рахунок перекосу блоків стіни A і B відбудеться зменшення її висоти на величину Δh . Як наслідок уявлюваний проріз закриється, а фактично в тріщині на її горизонтальній ділянці довжиною t виникнуть стискаючі напруження σ_y і дотичні τ_{xy} , яким будуть протистояти сили тертя. При цьому стискаючі напруження будуть мати місце також і за межами похилої тріщини в стиснутій грані стіни. Такий механізм тріщиноутворення зобов'язує нас у розрахунках на несучу здатність враховувати сили тертя, що виникають на цій ділянці довжиною t розрахункового похилого перерізу.

ВИСНОВКИ

За результатами аналізу наукових досліджень можна зробити наступні основні висновки:

При визначенні сейсмічних сил, що діють на монолітний будинок, необхідно враховувати, що по висоті його стіни розрізані технологічними швами, що утворюються по площинах контакту перекриття зі стінами. Тому при розрахунку монолітних будинків необхідно враховувати податливість технологічних швів шляхом заміни модуля деформацій бетону (E_b) на приведений модуль деформацій ($E_{b\ red}$);

Для збільшення опору технологічних швів зсуву їх необхідно в межах горизонтальних ділянок розрахункових зигзагоподібних похилих перерізів підсилювати вертикальними арматурними коротишами;

При конструювання стін монолітних будинків армування перемичок повинне здійснюватися за допомогою ортогональних стержнів і діагональних каркасів;

Контурне армування збільшує несучу здатність панелі, але для цього необхідно запобігти витріскуванню (поздовжній вигин) арматур, встановленої по контуру панелі;

Сили зачеплення на похилих ділянках тріщин при багатоциклового знакозмінному завантаженні стін, за рахунок стирання гранів цих тріщин, можна не враховувати при розрахунку стін по похилому перерізу в умовах складного завантаження.

Взаємні рухи блоків стіни після утворення в них зигзагоподібних тріщин приводять до істотної дисипації енергії коливань, особливо на горизонтальних ділянках тріщин у технологічних швах.

Аналіз картини тріщиноутворення в суцільних стінах дозволяє визначити траєкторію критичної тріщини для розрахункової моделі таких стін. Починається вона в розтягнутої зони вищележачого поверху, приблизно під кутом 60° , опускається до перекриття, проходить по його технологічному шву і під таким же кутом іде до стиснутої зони нижчележачого поверху. У такий спосіб траєкторія критичної (розрахункової) тріщини має зигзагоподібний характер.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування/ Гетун Г.В. Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге перероблене та доповнене. – К.: Кондор-Видавництво. – 2012 р. – 380 с.
2. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Історія архітектури. Тестовий контроль знань» навчальний посібник Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. / – К.: КНУБА, 2012. – 110 с.
3. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Основи проектування. Житлові будинки. Тестовий контроль знань» навчальний посібник/ Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. – К.: КНУБА, 2011. – 128 с.
4. Багатоповерхові каркасно-монолітні житлові будинки/ Гетун Г.В., Криштоп Б.Г. – К.: КОНДОР, 2005. – 220 с.
5. Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Інформатика. Інформаційні технології в будівництві. Системи автоматизованого проектування. Підр. для вузів. – К.:Каравела, 2004.–260 с.
6. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учебное пособие. Харьков: НТУ „ХПИ”, 2003. – 889 с.
7. Гусев В.А. и др. Организация строительства жилых и общественных зданий. Справочник проектировщика - К.: Будівельник, 1998.
8. Залізобетонні конструкції: Підручник /А. Я. Барашиков, Л М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова.- К.: ВШ, 1995. - 591с.:іл.
9. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлєв, О. О. Петраков та ін. - Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с. 15
10. Клименко Ф.Е. Металеві конструкції / Ф.Е. Клименко, В.М. Барабаш. – Львів: Світ, 1994.
11. Металеві конструкції: Підручник для студентів вищих навчальних закладів / Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський Л.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. – Видання 2-е. - К.: Сталь, 2010. – 869 с.

12. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В. 2.6-98: 2009: Методичні вказівки.- К.:КНУБА, 2012.- 62с.

13. Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів. - К.: Основа, 1998.- 384с.

14. С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко та ін. «Організація будівництва. Підручник». – К.: Кондор, 2007.-521с.

15. Сафонов В.В. та ін. Охорона праці при виготовленні і монтажі металевих конструкцій. - К.: Основа, 1993. - 280 с .

16. Шутенко Л. Н., Гильман А. Д. Основания и фундаменты: курсовое и дипломное проектирование. – К.: Вища школа, 1989. – 238 с. 12

17. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.

18. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-2009. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 74 с.

19. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків: ДБН В.2.2-24-2009. – [Чинні з 01.09.2009 р.].

20. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010.

21. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-23-95. – Київ: Держкоммістобудування України, 1996. – 15 с.

22. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12-2014. –[Чинні з 01.10.2014 р.].

23. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва: ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. – [Чинний з 14.05.2013 р.].

24. Визначення тривалості будівництва об'єктів. Національний стандарт: ДСТУ Б А.3.1-22:2013. – [Чинний з 01.01.2014 р.].

25. Висотні будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-41-2019. - [Чинні з 01.12.2019р.].

26. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. – [Чинний з 01.07.2013 р.].

27. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії: ДСТУ Б.В.2.6-145:2010.

28. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення і затоплення: ДБН В.1.1-25-2009.

29. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань навогнестійкість. Загальні вимоги. Зі зміною №1: ДСТУ Б В.1.1-4-98. – [Чинний з 01.01.2006 р.].

30. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – Національний стандарт України.

31. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98-2009. – [Чинні з 01.06.2011 р.]. СПДБ. Основні вимоги до проектної та робочої документації: ДСТУА.2.4-4-2009. – [Чинний з 24.01.2009 р.]

32. Конструкції будівель та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010.

33. Конструкції будівель та споруд. Сталеві конструкції: ДБН В.2.6-163:2010.

34. Конструкції будівель та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. 16

35. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5-2016. – [Чинні з 01.01.2017р.].

36. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10:2018. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.

37. Планування і забудова територій. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України: ДБН Б.2.2-12:2019. – 230 с.

38. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1-7:2016. – [Чинні з 01.06.2017р.]. 17

39. Правила визначення вартості будівництва: ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. – [Чинний з 01.01.2014 р.]
40. Правила визначення вартості проектно-вишукувальних робіт та експертизи проектної документації на будівництво: ДСТУ БД.1.1-7:2013. – [Чинний з 01.01.2014 р.].
41. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень: ДСТУ Б А.2.4- 7:2009. – [Чинний з 01.01.2010 р.].
42. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень: ДСТУ Б А.2.4- 7:2009. – [Чинний з 01.01.2010 р.].
43. Прогини і переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – [Чинний з 01.01.2007 р.].
44. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. (ISO 6935-2:1991, NEQ): ДСТУ 3760:2006. – К.: Держспоживстандарт України, 2007, – 19 с.
45. Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи: ДСТУ Б Д.2.4-1/21:2012.
46. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи: ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні з 01.01.2007 р.].
47. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд пожежна безпека: ДБН В.1.2-7-2008. – [Чинні з 01.10.2008 р.].
48. Система нормування та стандартизації у будівництві. Основні положення: ДБН А.1.1-1:2009. – [Чинні з 01.01.2011р.].
49. Склад та зміст проектної документації на будівництво: ДБН А.2.2-3-2014. – [Чинні з 01.10.2014 р.].
50. Цегла і камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-61-97. – К.: Держкоммістобудування України, 1997, – 30 с.
51. Блоки дверні металеві протиударні вхідні в квартири. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-11:2011. – К.: Мінрегіон України, 2012, – 20
52. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6–31:2006. – [Чинні від 2007–04–01] // Мінбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2006. – 65 с.

53. Конструкції будинків та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. зі Зміною №1 від 1 липня 2013 року. – [Чинний від 01.04.2007]. - К.: Мінбуд України, 2006. – 70 с.

54. Енергетична ефективність будівель: ДСТУ А.2.2-12:2015. -К.: Мінрегіон України, 2015. – 70 с.

55. Євсєєв Л. Д. Проблема вибору способу утеплення фасадів будинків (енергозбереження не гарантує заощадження ресурсів) / Л. Д. Євсєєв, В. І. Сучків, В. В. Горбанів // Будівельні матеріали, устаткування, технології ХХІ століття. - 2006. - № 124. - С. 72 – 73.

56. Гусєв Б. В. Про ідеальну комфортність житла / Б. В. Гусєв, У. М. Дементьєв // Будівельні матеріали. - 1999. - № 12 1. - С. 24 – 25.

57. Мартиненко В. А. Ніздрюваті й поризованні легені бетони // Сб. науч. тр. – Дніпропетровськ: Пороги, 2002. - 172 с.

58. Паплавскис Я. Енергозбереження при проектуванні й будівництві малоповерхових будинків /Я. Паплавскис, А. Фрош // Будівництво, матеріалознавство, машинобудування: серія Теорія, практика виробництва й застосування ніздрюватого бетону в будівництві: Сб. науч. праць. Вып. 4. - Дніпропетровськ : ПГАСА, 2009. - С. 81 – 88.

59. Захист територій, будинків і споруд від шуму: ДБН В.1.1-31:2013. -К.: Мінрегіон України 2014. – 75с.

60. Блоки з ніздрюватого бетону стінові дрібні: ДСТУ Б В.2.7-137:2008. -К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2008. – 16с.

61. Геодезичні роботи в будівництві: ДБН В.1.3-2:2010. - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018. – 36с.

62. Охорона праці і промислова безпека в будівництві: ДБН А.3.2-2-2009. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012. – 116с.

63. Рояк Г. С. Внутренняя коррозия бетона / Г. С. Рояк. – М. : Изд-во УНИИС. – 2002. – 156 с.

64. Суміші бетонні та бетон. Загальні ТУ: ДСТУ Б В.2.7-176:2008. -К.: Мінрегіонбуд України 2010. – 109с.