

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

магістра

(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему: Проект 10-поверхового трисекційного житлового будинку в
Тернополі з дослідженням гвинтових паль

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61

напряму підготовки (спеціальності) 192«Будівництво
та цивільна інженерія»

(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)

Школьний Я.І.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

к.т.н., доц. Баран Д.Я.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

ст. викл. Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

Бобик М.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ	—
1 Архітектурно-будівельна частина	—
1.1 Характеристика району будівництва	—
1.2 Об'ємно - планувальне рішення	—
1.3 Архітектурно - конструктивне рішення	—
1.3.1 Фундаменти	—
1.3.2 Колони	—
1.3.3 Ригелі	—
1.3.4 Діафрагми жорсткості	—
1.3.5 Плити перекриття і покриття, дах	—
1.3.6 Сходи и ліфти	—
1.3.7 Зовнішні огорожувальні конструкції і перегородки	—
1.3.8 Вікна та двері	—
1.3.9 Підлога	—
1.3.10 Внутрішнє оздоблення	—
1.3.11 Сміттєвидаляння	—
1.3.12 Інженерне обладнання будинку	—
2 Розрахунково-конструктивний розділ	—
2.1 Розрахунок багатопустотної плити перекриття	—
2.1.1 Вихідні дані	—
2.1.2 Розрахунок плити за граничними станами першої групи	—
2.1.2.1 Визначення внутрішніх зусиль	—
2.2 Основи і фундаменти	—
2.3. Інженерно-геологічні умови майданчика	—
2.3.1 Матеріали інженерно-геологічних досліджень	—
2.3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов і вибору типу фундаменту	—
2.4 Визначення глибини закладення ростверку	—
2.5 Розрахунок пальового фундаменту	—
2.5.1 Розрахункова схема	—

2.5.2	Визначення несучої здатності палі	—
2.2.3	Конструювання фундаменту	—
2.6	Розрахунок просідання пальового фундаменту	—
2.6.1	Визначення напружень в основі	—
2.6.2	Обчислення осадки	—
2.6.3	Перевірка допустимості просідання споруди	—
3	ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	—
3.1	Умови здійснення будівництва	—
3.2	Визначення обсягів робіт при монтажі збірних конструкцій	—
3.3	Вибір методів виконання монтажних робіт	—
3.4	Визначення параметрів монтажного крана	—
3.5	Потреба в трудових і матеріально-технічних ресурсах	—
3.6	Вибір транспортних засобів і розрахунок їх потреби	—
3.7	Мережевий операційний контроль	—
3.8	Техніко-економічні показники	—
3.9	Організація будівництва	—
3.9.1	Календарний план	—
3.10	Будівельний генеральний план	—
4	НАУКОВА ЧАСТИНА	—
4.1	Вступ	—
4.2	Літературний огляд	—
4.3	Методика модельного експерименту	—
4.3.1	Мета проведення експерименту	—
4.3.2	Суть методу проведення експерименту	—
4.3.3	Критерій вибору масштабу для проведення експерименту	—
4.4	Результати модельного експерименту	—
5.	ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБГРУНТУВАННЯ ВИБОРУ ВАРІАНТУ	—
5.1	Техніко-економічне обґрунтування вибору варіанту вузла з'єднання ригеля з колоною для каркасного будинку	—
5.1.1	Загальні дані	—

5.1.2	Збір навантажень	—
5.1.3	Розрахунок одноповерхової рами при жорсткому з'єднанні ригеля з колоною	—
5.1.4	Розрахунок одноповерхової рами при шарнірному з'єднанні ригеля з колоною	—
5.1.5	Висновок	—
6.	Організаційно-економічна частина	—
6.1	Визначення кошторисної вартості будівництва	—
6.2	Визначення кошторисної вартості в локальних і об'єктних кошторисах	—
7.	ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	—
7.1.	Охорона праці	—
7.1.1	Законодавчі акти України	—
7.1.2	Розрахунок опалення для комфортних умов проживання в одній квартирі	—
7.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях	—
7.2.1	Законодавча база України	—
7.2.2	Стійкість багатоповерхової споруди від ударної хвилі	—
8	ЕКОЛОГІЯ	—
8.1	Екологічні проблеми будівельної галузі	—
8.2	Забруднення довкілля при зведенні 10-поверхового житлового будинку	—
8.3	Заходи щодо екологічної безпеки при зведенні 10-поверхового житлового будинку	—
	Висновки	—
	Список використаної літератури	—

ВСТУП

У зв'язку з низкою характерних аварій, що сталися в деяких країнах світу, а в Україні ще й у зв'язку зі значним зношенням основних фондів, в наукових публікаціях останніх років все частіше обговорюється проблема захисту будівель і споруд від лавиноподібного обвалення при аварійних впливах. Згідно з діючими нормами, розрахунок будівель і споруд виконується за граничними станами і ставить завдання виключити настання граничних станів конструкцій. Проте, практика зведення і експлуатації будівель і споруд свідчить про те, що і тоді, коли вони запроектовані відповідно до нормативних документів, виникають аварійні ситуації і обвалення від чинників, не передбачених проектом. Причинами відмови можуть виступати як вплив, не передбачених умовами нормальної експлуатації конструкцій, пов'язані з надзвичайними ситуаціями, так і грубі людські помилки. Такі дії будемо кваліфікувати як запроектні. Із зростанням чисельності населення, урбанізацією, введенням в господарський оборот нових технологічних рішень і збільшення об'єктів капітального будівництва і реконструкції, неминуче зростання запроектних впливів. Тому для зниження числа аварійних ситуацій або збитку при їх виникненні, важливим завданням є розробка таких підходів до дослідження і прогнозування стану будівельних конструкцій і будівель в цілому, в т.ч. в умовах реконструкції, які максимально забезпечували б їх безпеку або знижували б матеріальні збитки і людські жертви в разі виникнення аварій.

У наявних дослідженнях останніх років зазначені труднощі теоретичного вирішення таких задач починаючи від чітких визначень вірогідності небезпек, а значить і величин запроектних впливів до відсутності методів теоретичного аналізу поведінки конструкцій при раптовому виключенні «ключових» елементів. У зв'язку з цим становить інтерес розробка методик і алгоритмів з аналізу уразливості конструктивних систем при аварійних впливах.

Такий аналіз неминуче пов'язаний з розрахунком конструктивно, а часто і фізично нелінійних систем та обліком при цьому динамічних ефектів. Одним з найважливіших завдань такого аналізу є створення простих і ефективних методів і алгоритмів для прогнозування ймовірності характеру руйнування конструктивної системи при запроектних впливах.

Для вирішення широкого класу задач міцності і стійкості нелінійно деформованих рамних систем з елементами суцільного і з складеного перерізу в роботі Мілейковського І.Е., Колчунова В.І. «Неординарный смешанный метод зависимостей систем с элементами сплошного и составного сечения» був запропонований неординарний змішаний метод. В його основу покладено ідею побудови розрахункової схеми по аналогії з розрахунковими схемами багатозв'язних просторових систем коробчатого типу, що забезпечує незмінність структури вихідних рівнів, при видозміні вихідної розрахункової схеми.

Цей метод розрахунку живучості конструктивно нелінійних систем з раптовим вимиканням застосований при розрахунку живучості житлового будинку по вул. Бережанськ в м.Тернопіль. Житловий будинок являє собою просторову рамнозв'язану каркасну систему. Рамнозв'язана система каркаса поєднує в собі рами і діафрагми жорсткості. Горизонтальні і вертикальні навантаження сприймають і ті і інші, а розподіл зусиль між ними відбувається в залежності від співвідношення жорсткостей. Такий тип систем застосовується переважно в будівництві багатоповерхових будівель в 9 і більше поверхів. Тому за розрахункову схему прийнята рамностержневая система.

Обсяги будівництва багатоповерхових каркасних будинків різного призначення в сейсмонебезпечних районах становлять значну частку від загальних обсягів будівництва. У каркасних конструкціях проектується переважна частина громадських і житлових будівель і деякі висотні будинки у великих містах.

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Характеристика району будівництва

Будівельний майданчик, відведена під будівництво 10-9 поверхового 3-секційного житлового будинку, розташована по вул. Бережанська м Теннопіль. На момент досліджень центральна частина ділянки вільна від будівель. У західній частині майданчика є будови виробничого призначення (котельня), в східній - 2-х поверховий будинок. Рельєф рівний з ухилом на схід. Абсолютна відмітка змінюється від 156,60 до 157,20 м. У геоморфологічному відношенні майданчик розташований в межах 1-ї надзапальної тераси річки Оки. Нашарування алювіальних відкладень, представлені суглинками іловатими і пісками, що залягають на виветрелих верхнедевонських відкладеннях (eD), представлені глинистими осадами з дресвой і щебенем вапняка і вапняком. На поверхні усюди розташовані сучасні відкладення - насипний ґрунт (t IV), представлений сумішшю суглинка і чорнозему з включеннями будівельного і побутового сміття. Майданчик знаходиться на просадних ґрунтах. Максимальна глибина промерзання ґрунту досягає 1,2 м.

Порядок нашарування ґрунтів: Насипний ґрунт - червона цегла, щебінь, суглинок - потужністю до 3,2 м;

1. Суглинок чорний, іловатий з рослинними залишками - потужністю до 1,5 м;

2. Пісок світло-сірий, щільний, середній, водонасичений, слабоглінистий - потужністю до 1,9 м;

3. Супісок алювіальний з дресвой і щебенем вапняку, прошарками плиточного вапняку - потужністю до 2,0 м;

4. Вапняк плитковий, тріщинуватий - потужністю до 4,0 м.

1. Район будівництва м Тернопіль;

2. Проектована будівля: «10-9 поверховий 3-х секційний житловий будинок»;

3. Система висот - Балтійська;

4. Рельєф ділянки - спокійний;

Температура зовнішнього повітря:

- середньорічна	+4,6 °С
- абсолютно мінімальна	-39 °С
- абсолютно максимальна	+38 °С
- середня максимальна найбільш жаркого місяця	+24,8 °С
- найбільш холодних днів забезпеченістю 0,96	-35 °С
- найбільш холодних днів забезпеченістю 0,92	-31 °С
- найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,98	-30 °С
- найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92	-26 °С

7. Період з середньодобовою температурою повітря <8 °С:

- тривалість доби 205
- середня температура -2,7 °С

8. Період з середньодобовою температурою повітря 10 °С:

- тривалість доби 223
- середня температура -2,4 °С

9. Середня температура найбільш холодного періоду -13 °С;

10. Розрахункова внутрішня температура (житлових приміщень) +20°С;

11. Швидкісний напір вітру для II-го географічного району: $W_0 = 0,3 \text{ кПа}$;

12. Розрахунковий значення ваги снігового покриву для III-го географічного району $S_g = 1,8 \text{ кПа}$;

13. Сейсмічність району до 6 балів;

14. Ступінь вогнестійкості будівлі – II;

15. Ступінь довговічності – II;

16. У будівлі передбачені:

- автономне опалення від котельні на даху;
 - водопровід;
 - господарсько-фекальні системи;
 - електрообладнання;
 - слабкострумкові пристрої (радіо, телефон, охоронно-пожежна сигналізація, телевізор);
20. сучасне технологічне обладнання;
21. За відмітку ± 0.000 прийнятий рівень підлоги чистої підлоги першого поверху.

1. 2 Об'ємно - планувальне рішення

Запроектоване приміщення - 10-9 поверховий 3-х секційний житловий будинок. У плані будівля Г-подібної форми з розмірами 47,05 * 55,55м. Перший поверх відведений під офісні приміщення, висота поверху 3,3 метра. Висота типового поверху ставити 2,8 м. Під будівлею 10-9 поверхового 3-х секційного житлового будинку запроектовано підвал висота 2,4 метра.

Основою конструктивного рішення для будівництва 10 поверхового 3-х секційного житлового будинку застосовується каркасна система. Необхідна жорсткість і стійкість каркасів досягається застосуванням рамно-в'язаної кон-структивної системи. Рамно-в'язана система поєднує в собі рами і діафрагми жорсткості. Горизонтальні і вертикальні навантаження сприймають і ті і інші, а розподіл зусиль між ними відбувається в залежності від співвідношення жорсткостей. У ній вертикальними елементами є колони, що служать в основному для сприйняття вертикальних навантажень. Ригелі - горизонтальні елементи каркасу будівлі, сприймають вертикальні навантаження, що передаються переважно плитами перекриття, розпідками і передаючі ці навантаження на колони. Крім того, ригелі беруть участь в роботі диску перекриття по сприйняттю розтягуючих і стискаючих зусиль, виникаючих в диску при його згині в своїй площині. Діафрагми жорсткості являють собою вертикальні і горизонтальні елементи несучої системи, виконують функції по

сприйняттю горизонтальних навантажень і передачі їх фундаментів. Вони сприймають також безпосередньо додані до них вертикальні навантаження від ригелів, плит перекриття, сходів, інженерного обладнання та ін.

Зовнішні стіни передбачені з ефективних конструктивно-ізоляційних матеріалів: полістиролбетон з зовнішнім облицюванням з цегли. При цьому стіни виконуються самонесучими. Позначка підлоги підвалу -2,400м. Перший поверх відведений під офісні приміщення. Сходові клітки мають природне освітлення. Ліфтова шахта відокремлена від сходових маршів залізобетонною стіною 190 мм. Машинне відділення розташовується на технічному поверсі.

На поверсі однієї секції розташовано 6 квартир. Вентиляція приміщень здійснюється через вентиляційні канали на кухні і в санвузлах. Двері і вікна застосовуються в будівництві по [11].

1.3 Архітектурно - конструктивне рішення

1.3.1 Фундаменти

Фундаменти - це конструктивний елемент будівлі, що забезпечує передачу на ґрунт зосереджених навантажень. Фундаменти для будівництва 10-9 поверхового 3-х секційного житлового будинку найбільш доцільно застосовувати пальові на основі результатів інженерно-геологічних і гідрогеологічних досліджень на будівельному майданчику, даних кліматичних умов району будівництва, особливостей проектованої будівлі. При проектуванні фундаментів на пальових основах рекомендується використовувати висячі палі. Основою вістря паль буде служити шар №4 - субпісок елювіальний. Глибина забивання паль 7м, яка призначається в залежності від несучої здатності паль і ґрунту основи. Несуча здатність палі і глибина закладення визначається розрахунком. Забивання паль відбувається від центру, так як ґрунти незв'язні. Поверх паль влаштовується монолітний залізобетонний ростверк для кращої передачі зусиль від будівлі. Для цього голову палі розбивають на 30 см, оголюючи при цьому арматуру, яка закладається в ростверк на 25 см і приварюють її до каркасу ростверку. Ростверк являє собою залізобетонну конструкцію, що скла-

дається з арматури і закладних деталей, залитих бетоном класу В15. Арматура ростверку зварюється в каркаси. Діаметр і кількість стержнів встановлюється розрахунком. Під ростверк влаштовується бетонна підбетонка 100 мм. Для запобігання підмочування і захисту від вологи передбачається вертикальна і горизонтальна ізоляція, яка полягає в обмазці бітумом за 2 рази і прокладання гідроізоляційних матеріалів.

Влаштовуються підколони для розподілу вертикального навантаження від колон по поверхні фундаменту, а також для фіксації колон в плані. У проекті використовуються підколони збірні стаканного типу. Підколони спираються на фундаменти будівлі вільно через шви розчинів.

Для забезпечення стійкості зовнішніх стін технічного підпілля в стадії незакінченої будівлі, засипку їх ґрунтом робити тільки після влаштування підготовки підлоги, підвалу, монтажу перекриття над підвалом.

1.3.2 Колони

Вертикальні елементи несучої системи, за розташуванням в плані поділяються на: - рядові, фасадні, торцеві, зв'язеві і т.д. За поверховості застосовуються в проекті одноповерхові залізобетонні квадратного перетину 400 * 400 мм. Стик колон виконується стикуванням бетонних торців з ванним зварюванням арматури. Стики колон розташовують на 60-80 см вище рівня перекриття, щоб забезпечити доступ до місця стикування. За умовами обпирання ригелів з колонами - рамні. Армування стовбура колон виконується арматурними стержнями діаметром 12 ... 40 мм із сталі А-II, А-III, А-V і А-VI.

1.3.3 Ригелі

Горизонтальні елементи несучої системи, що сприймають вертикальні навантаження, що передаються на них переважно плитами перекриття і розпірками. Ригелі поділяються: по місцю розташування в несучій системі - рядові, фасадні, торцеві, сходові і т.д. У проекті застосовуються однопрогонні таврові з полицею внизу висотою 450 мм, призначені для обпирання багатопустотних плит. Для пристрою балконів передбачені консольні ригелі з вильотом 1,2 м від межі колони при висоті ригеля 450мм. Стик ригеля з колоною

здійснюється зварюванням його до консолі колони в двох рівнях (часткове зацімлення). Опірний момент при частковому затисканні регулюється межею плинності монтажних деталей («рибок»), що сприймають верхню горизонтальну складову опорного моменту. Часткове зацімлення ригеля забезпечує стійкість рам при монтажі, а також можливість організації каркасу в два поверхи без діафрагм жорсткості в напрямку ригелів (верхні поверхи будівлі). Для замоноличення арматурних випусків з панелей перекриття і утворення єдиного жорсткого диска перекриттів ригеля повинні мати висоту перетину нижче верху перекриття. Верхню зону ригелів замоноличують після укладання панелей перекриття.

1.3.4 Діафрагми жорсткості

Вертикальні елементи несучої системи, що забезпечують сприйняття горизонтальних навантажень і передачу їх на фундаменти, крім того діафрагми жорсткості сприймають вертикальні навантаження, безпосередньо до них прикладені, від ригелів, плит перекриттів, сходів, інженерного обладнання та ін. Діафрагми жорсткості формуються зі збірних залізобетонних елементів одноповерхових товщиною 160 мм. Вони встановлюються в прольотах від колони до колони і розраховані на спільну з ними роботу. Контактні стики панелей стін-діафрагм виконують за допомогою сталевих зварних з'єднань з колонами з шаром цементно розчину. Число зварних зв'язків призначають в залежності від висоти поверху, але не менше двох. Після зварювання вертикальні шви замоноличують.

1.3.5 Плити перекриття і покриття, дах

Елементи несучої системи виконують функцію сприйняття вертикальних навантажень, безпосередньо до них доданих, і передачі їх на ригелі; крім того, сприймають стискуючі і зсувні зусилля, що виникають в диску перекриття при його роботі на згин у своїй площині. Перекриття виконуються зі збірних залізобетонних панелей, які спираються на полиці ригелів. Основним видом є багатопустотні панелі перекриття висотою 220 мм, які забезпечують економію матеріалів і зниження маси конструкції. Дах з технічним поверхом

вентильований, з рулонною покрівлею і внутрішнім водостоком. При влаштуванні рулонного килима спочатку проводиться ґрунтування розчином бітуму марки БН 90/10 ГОСТ 6617-76 в 2 шари. Рулонний килим складається з 2-х шарів рубімаст.

1.3.6 Сходи и ліфти

Сходи і ліфти є вертикальними елементами комунікацій в будівлі. Вони проектується з дотриманням будівельних норм і правил щодо забезпечення їх належної міцності і стійкості, а також виконання спеціальних заходів щодо захисту комунікаційних приміщень від задимлення, розміщення протипожежного водопостачання, протипожежної автоматики. Сходи є засобом сполучення між поверхами. Вони складаються з похилих елементів - маршів серії 1.151.1-6 в.1 і горизонтальних елементів - майданчиків серії 1.152.1-8 в.1. Між маршами сходів залишається зазор не менше 100 мм для пропуску пожежного шланга. Ухил сходів - 1: 2. Висота подступенка прийнята рівною 150 мм, ширина проступи -300 мм. Сходові клітки мають штучне і природне освітлення через віконні проєми. Всі двері по сходовій клітці і в тамбурі відкриваються у бік виходу з будівлі. Сходові клітки всередині будівлі обмежуються діафрагмами жорсткості з усіх боків. Огорожа сходових маршів і сходових площадок висотою 0,9 м. Сходові площадки спираються на спеціально влаштовані припливи в стінах сходової клітки і кріплять звареним з'єднанням сталевих закладних деталей.

У будівлі передбачається в аварійних ситуаціях можливість безнебезпечної евакуації всіх, хто знаходиться в приміщенні людей через евакуаційні виходи протягом регламентованого нормативного часу.

У будівлі передбачається 3 ліфти. Вихід з ліфтів запроектований через ліфтовий хол. У нижній частині шахти влаштовується приямок глибиною не менше 1,3 м. Машинне приміщення розташовується над шахтою (верхнє расположення). Ліфтові шахти виконуються із збірних залізобетонних елементів.

Вхідні зовнішні сходи запроектована на самостійних фундаментах. 3 ступенів і майданчики зовнішніх сходів влаштовується відведення води.

1.3.7 Зовнішні огорожувальні конструкції і перегородки

Зовнішні огорожувальні конструкції виконують функцію захисту будівлі від зовнішнього середовища. Житловий будинок з несучими цегляними зовнішніми стінами. Стіни виконуються полегшеними багат шаровими товщиною в одну цеглину з утепленням в середині кладки ефективними теплоізоляційними матеріалами (полістиролбетоном):

1 шар (зовнішній) - кладка з керамічної порожнистої цегли на цементно-піщаному розчині - 120 мм;

2 шар (утеплювач) - полістиролбетон - 150 мм;

3 шар - кладка з керамічної порожнистої цегли на цементно-піщаному розчині - 120 мм;

4 шар штукатурка з цементно-піщаного розчину - 20 мм.

З огляду на високу трудомісткість зведення цегляних стін, цей варіант зовнішніх огорожень може отримати достатньо широке застосування в умовах реконструкції міст і в ситуаціях, коли необхідно забезпечити високу пластику фасадів, облицьованих природним каменем або кам'яні-ми матеріалами.

Перегородки служать для поділу приміщень і забезпечення зниження шуму, що проникає з сусіднього приміщення, до допустимого рівня. Перемістечка задовольняють вимогам міцності на сприйняття горизонтальних механічних впливів. Межа їх вогнестійкості 3-4 ч. Перегородки відповідають санітарно-гігієнічних вимог по паро- та газонепроникності, не мають тріщин, щілин і пустот, що сприяють розмноженню комах, легко піддаються прибиранню та дезінфекції. У вологих приміщеннях від них потрібна підвищена водостійкість і водонепроникність, так як в цих приміщеннях необхідно часте прибирання із застосуванням гарячої води і миючих засобів.

1.3.8 Вікна та двері

Вікна, двері і вітражі - найважливіші елементи зовнішнього огороження будівлі. Їх розміри і форма значною мірою визначають ступінь комфорту в будинку і його архітектурно - художнє рішення.

Вікна з потрійним склінням по [11]. Віконні блоки і балконні двері виго-

товляються з двома ущільнювальними прокладками з поліуретану ГОСТ 10174-90. Віконні блоки виготовляються з обов'язковим пристроєм кватирок. Для скління вікон і балконних дверей застосовується скло товщиною 4 мм по ГОСТ 111-90. Місця примикання коробок до чвертей прорізів зовнішньої сторони вікна герметизувати мастикою УМС-50. Остови віконного і вітражного заповнення, тобто коробки і палітурки виконуються з дерева і алюмінію відповідно. Вони стійкі до корозії і декоративні. Кріплення скла до палітурки здійснено за допомогою спеціальних притискних елементів, що представляють собою алюмінієві і дерев'яні штапики, профілі з світло-, озono-, і морозостійкої гуми. Притискні елементи кріпляться до палітурки гвинтами або на притискних засувках так, щоб їх в будь-який момент можна було зняти для заміни розбитого скла. Краї скла захищають від ударів і руйнувань при вібраціях, а також для компенсації температурних деформацій еластичними прокладками, які необхідні також для герметизації стику скла з палітуркою, від продування і протікання. Аерація, тобто природне провітрювання приміщень, досягається правильним розташуванням стулок, для відкривання яких служать ручки, прості або з клямкою, кнопкою або натяжним приладом.

Двері призначені для сполучення між приміщеннями і зв'язку будівлі з зовнішнім середовищем. Залежно від призначення двері повинні володіти необхідною пропускнуою спроможністю, захищати приміщення від несприятливих погодних умов (зовнішні двері), ізолювати приміщення від шуму, мати міцність і твердість, зручністю використання, газопроницаемостью, повітропроникністю, теплоізолюючих здатністю, економічністю. Розміри, кількість, система відкривання дверей, конструкції, оздоблення повинні відповідати нормативним, архітектурним вимогам. Двері виконуються по серії 1.136-10 і 1.136.5-19. Дверна конструкція складається з коробки кріпиться в отворах дерев'яними пробками і глухарями.

Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні у напрямку руху на вулицю, виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати

відкриті навстіж дверні полотна з петель - для ремонту або заміни полотна двері. Двері обладнуються ручками, засувками і врізними замками. Столярні вироби фарбуються олійною фарбою або емаллю ПФ-133 в заводських умовах.

Таблиця 1.1 – Специфікація елементів заповнення віконних і дверних прорізів

Марка, поз.	Позначка	Наименование	Кіл	Маса од. кг	Примітка
		Оконный блок			
ОК-1	ГОСТ 11214-86	ОС 15-18	159		
ОК-2	ГОСТ 11214-86	ОС 15-13,5	1		
ОК-3	ГОСТ 11214-86	ОС 15-12	29		
ОК-4	ГОСТ 11214-86	ОС 15-6	21		
ОК-5	ГОСТ 11214-86	ОС 18-21	4		
ОК-6	ГОСТ 11214-86	ОС 15-9	60		
ОК-7	ГОСТ 11214-86	ОС 12-9	47		
ОК-8	ГОСТ 11214-86	ОС 15-15	39		
ОК-9	ГОСТ 11214-86	ОС 12-18	3		
ОК-10	ГОСТ 11214-86	ОС 12-6	150		
ОК-11		Індивідуальне виготовлення	19		
		Балконні двері			
		ДР 22-7,5	16		
		Внутрішні двері			
1	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-9	136		
2	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-12	272		
3	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-8	328		
4	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-10	64		

		Зовнішні двері			
5	ГОСТ 24698-81	ДН 24-10	12		
6	ГОСТ 24698-81	ДН 24-13	23		

1.3.9 Підлога

Конструкція підлоги повала:

1. Покриття з бетону класу В15 товщиною - 2 см;
2. Підстильний шар з бетону класу В7,5 товщиною - 8 см;
3. Шар піску ГОСТ 8736-85 товщиною - 6 см.

Конструкція підлоги в кухні, коридорі, передпокої на першому поверсі:

1. Лінолеум полівінілхлоридний багатошаровий ГОСТ 14632-79;
2. Дерево-стружкові плити ГОСТ 10632-77 * - 20 мм;
3. Стяжка з цементно-піщаного розчину - 40 мм;
4. Полістиролбетон ГОСТ Р 51263-99 - 220 мм;
5. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм.

Конструкція підлоги в спальні і загальній кімнаті на першому поверсі:

1. Щитовий паркет;
2. Стяжка з цементно-піщаного розчину - 40 мм;
3. Полістиролбетон ГОСТ Р 51263-99 - 220 мм;
4. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм.

На всіх наступних поверхах відсутня полістиролбетон. В санвузлах по-ли відбуваються керамічною плиткою ГОСТ 6787-80.

1.3.10 Внутрішнє оздоблення

Всередині приміщення штукатуриться цементно-піщаним розчином і оклеивається шпалерами. Дерев'яні конструкції вікон чутливі до зміни вологості повітря і схильні до гниття, в зв'язку з чим необхідно періодично фарбувати емаллю віконні рами і дверні блоки.

1.3.11 Сміттєвидаляння

Сміттєпровід складається зі стовбура, верхній кінець якого приєднує до вентиляційного каналу, а нижній до бункера для збору і видалення сміття. Бункер розміщують на першому поверсі і встановлюють на фундамент.

Стовбур сміттєпроводу спроектований з азбестоцементних труб діаметром 402 мм, забезпечений прийомними клапанами. Стики труб і місця прими-Канія прийомних клапанів ретельно герметизують. Для пропуску стовбура сміттєпроводу в сходових майданчиках передбачають отвір.

1.3.12 Інженерне обладнання будинку

Будівля обладнана водопроводом, каналізацією, опаленням, вентиляцією, централізованим гарячим водопостачанням, електроосвітленням, силовим електрообладнанням, охоронно-пожежної сигналізації для окремих приміщень.

Телефонізація, радіомовлення, телебачення. Телефонізація здійснюється від міської телефонної мережі. Проектом передбачено також використання існуючої кабельної телефонної лінії з прокладкою додаткового кабелю. На даху будівлі змонтована телевізійна антена з орієнтацією на телецентр і установкою підсилювача телевізійного сигналу.

Водопостачання. Холодне водопостачання запроектовано від внутріквар-тального колектора водопостачання. Джерелом водопостачання прийнята міська водопровідна мережа, що забезпечує будівлю достатнім напором води для господарсько - питних потреб. Водопровідна мережа передбачається об'єднаною для господарсько - питних і протипожежних цілей. У разі недостатності тиску в мережі, встановлюється підвищуючий насос в приміщенні теплового пункту. Внутрішня мережа господарського - протипожежного водопроводу проектується кільцевою зі сталевих оцинкованих водопровідних труб. Всі трубопроводи прокладаються відкрито під стелею технічного поверху і в підпільних каналах. Стояки і підводки до санітарних приладів прокладені відкрито і фарбуються олійною фарбою за два рази. Пожежні крани встановлюються в приміщеннях на висоті 1,35 м від рівня

підлоги і укомплектовуються в настінному дерев'яному шафці з закленої дверцятами.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок і конструювання багатопустотних попередньо напруженої плити перекриття

2.1.1 Вихідні дані

Таблиця 2.1 – Навантаження на 1 м² перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, н/м ²
1	2	3	4
Керамічна плитка на цементно-піщаному розчині, $\delta=25$ мм.	500	1,3	650
Стяжка з цементно-піщаного розчину, $\delta=20$ мм.	$0,02 \cdot 1800=360$	1,3	468
Парогідроізоляція: Стяжка з цементно-піщаного розчину, $\delta=40$ мм. Латексний склад 9 сл. Склополотно.	728	1,3	947
Легкий бетон, $\delta=60$ мм, $\gamma=1200$ кг/м ³ .	$1200 \cdot 0,06=720$	1,3	936
З.б. плита перекриття з омоноличенням швів, $\delta=220$ мм.	3400	1,1	3740
Наведена вага перегородок	1000	1,1	1100
Разом:	6708	-	7841
Тимчасове навантаження, в тому числі:	2000	1,2	2400
Короткочасна	1000	1,2	1200
Тривала	1000	1,2	1200
Повна:	8708	-	10241

Навантаження на 1 п.м. плити при номінальній її ширині 1,5 м з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі (II клас відповідності) $\gamma_n=0,95$:

- розрахункова стала $g = 7,841 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 11,17$ кН / м;
- розрахункова повна $(g + v) = 10,241 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 14,60$ кН / м;
- нормативна постійна $g_n = 6,708 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 9,56$ кН / м;
- нормативна повна $(g_n + v_n) = 8,708 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 12,41$ кН / м;
- нормативна постійна і тривала:

$$(g_n + v_{lon,n}) = (6,708 + 1) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10,98 \text{ кН / м.}$$

Матеріали для плити:

Бетон – важкий класу по міцності на стиск В25. $R_{bn}=R_{b,ser}=18,5$ МПа, $R_{btн}=R_{bt,ser}=1,6$ МПа; $R_b=14,5$ МПа, $R_{bt}=1,05$ МПа; коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2}=0,9$. Плита піддається термічній обробці при атмосферному тиску. Початковий модуль пружності $E_b=27 \cdot 10^3$ МПа. До тріщиностійкості плити пред'являються вимоги 3-ї категорії. Технологія виготовлення плити - агрегатнопоточная. Натяг напруженої арматури здійснюється електротермічним способом.

Арматура:

- поздовжня напружена класу А-IV. $R_{sn}=R_{s,ser}=590$ МПа, $R_s=510$ МПа, $E_s=19 \cdot 10^4$ МПа.
- поперечна ненапружена класу Вр-I, $R_s=410$ МПа, $R_{sw}=290$ МПа, $E_s=17 \cdot 10^4$ МПа.

2.1.2 Розрахунок плити за граничними станами першої групи

2.1.2.1 Визначення внутрішніх зусиль

Розрахунковий проліт плити: $l_0 = 7180 - 2 \cdot 70 - (\frac{2}{3} \cdot 120) \cdot 2 = 6680$ мм.

Поперечний конструктивний перетин плити замінюється еквівалентним двотавровим перетином. За схемою визначаємо наступні характеристики плити:

$h = 220$ мм; $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190$ мм; $h'_f = h_f = (220 - 159) \cdot 0,5 = 30,5$ см;

$b_f = 1490$ мм; $b'_f = 1490 - 30 = 1460$ мм; $b = 1490 - 159 \cdot 7 = 377$ мм;

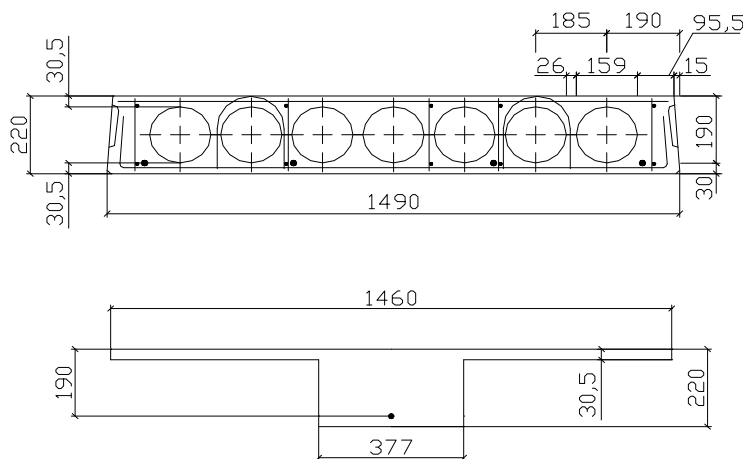


Рисунок 2.1 – До розрахунку плити перекриття по граничним станам першої групи

Плита розраховується як однопрітна з упором на шарнір балка, завантажена рівномірно-розподіленим навантаженням.

- Зусилля від розрахункового повного навантаження:

- згинальний момент в середині прольоту $M = \frac{(g+v) \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,6 \cdot 6,68^2}{8} = 81,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$

- поперечна сила на опорах $Q = \frac{(g+v) \cdot l_0}{2} = \frac{14,6 \cdot 6,68}{2} = 48,76 \text{ кН}$;

- Зусилля від нормативного навантаження:

- повної $M_n = \frac{(g_n + v_n) \cdot l_0^2}{8} = \frac{12,41 \cdot 6,68^2}{8} = 69,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

- постійної і тривалої $M_n = \frac{(g_n + v_{lon,n}) \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,98 \cdot 6,68^2}{8} = 61,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

2.1.2.2 Розрахунок міцності по перерізу до нормалі поздовжньої осі плити

При розрахунку по міцності, розрахунковий поперечний переріз плити приймається тавровим з полицею в стислій зоні (звіси полиць в розтягнутій зоні не враховуються). При розрахунку приймається вся ширина верхньої полиці

$b_f' = 146 \text{ см}$, так як: $\frac{b_f' - b}{2} = \frac{146 - 37,7}{2} = 54,15 \text{ см} < \frac{1}{6} \cdot l = \frac{1}{6} \cdot 668 = 111,33 \text{ см}$,

де l – конструктивний розмір плити.

Положення границі стиснутої зони визначається за формулою:

$$M \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_o - 0,5 \cdot h_f');$$

$$81,43 \cdot 10^5 \leq 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 146 \cdot 3,05 \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,05) = 101,55 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

Отже межа стиснутої зони проходить в полиці і розрахунок плити проводимо як прямокутного перетину з розмірами b_f' и h .

$$\text{Коефіцієнт } \alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_o^2} = \frac{81,43 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 146 \cdot 19^2} = 0,118.$$

При $\alpha_m = 0,118$ $\xi = 0,125$ и $\zeta = 0,937$

Гранична відносна висота стиснутої зони: $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$, где

ω - характеристика стиснутої зони бетону, що визначається за формулою:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}$$

α - коефіцієнт приймається для важкого бетону $\alpha = 0,85$;

σ_{sr} - напруга, що приймається для арматури класу А-IV:

$$\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp};$$

σ_{sp} - напруження що приймається при коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$;

$\Delta\sigma_{sp}$ - втрати напружень, рівні при неавтоматизованому електротермічному способі натягу нулю;

$\sigma_{sc,u}$ - максимальне напруження в арматурі стиснутої зони, прийняте для конструкцій з важкого бетону з урахуванням діючих навантажень $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$.

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,7456$$

Величина σ_{sp} повинна задовольняти умовам:

$$(\sigma_{sp} + p) \leq R_{s,ser} \quad (\sigma_{sp} - p) \geq 0,3R_{s,ser}$$

При електротермічному способі натягу $p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6,0} = 90 \text{ МПа}$,

де l – довжина натяжного стержня (відстань між зовнішніми гранями упорів), м.

При виконанні умови отримаємо $\sigma_{sp} = 590 - 90 = 500 \text{ МПа}$. Значення σ_{sp} вводиться в розрахунок з коефіцієнтом точності натягу γ_{sp} , що визначається за формулою: $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$.

При електротермічному способі натягу величина $\Delta\gamma_{sp}$ обчислюється за формулою: $\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right)$, де n_p – число стержнів напруженої арматури в перерізі елемента. Число напружених стержнів попередньо приймаємо рівним числу ребер плити, т.е. $n_p=8$. Тоді:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{90}{500} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{8}}\right) = 0,122$$

При сприятливому впливі попереднього напруження:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,122 = 0,878$$

Попереднє напруження з урахуванням точності натягу складе:

$$\sigma_{sp} = 0,878 \cdot 500 = 439 \text{ МПа};$$

За умови що повні втрати становлять приблизно 30% початкового попереднього напруження, останнім з урахуванням повних втрат дорівнюватиме: $\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 439 = 307,4 \text{ МПа};$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{439}{510} - 1200 = 91,2 \text{ МПа};$$

σ_{sp} приймається при коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$. При електротермічному способі натягу, як уже зазначено вище, втрати дорівнюють нулю, отже:

$$\sigma_{sp} = 439 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sr} = 510 + 400 - 307,4 - 91,2 = 511,4 \text{ МПа};$$

З урахуванням вищевикладеного: $\xi_R = \frac{0,7456}{1 + \frac{511,4}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7456}{1,1}\right)} = 0,561;$

Так як $\xi = 0,125 < \xi_R = 0,561$, то площа перерізу розтягнутої арматури визначається за формулою:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \zeta \cdot h_0}, \text{ где}$$

γ_{s6} - коефіцієнт умов роботи арматури, що враховує опір напруження арматури вище умовної межі текучості обчислюється за формулою:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta;$$

Для арматури класу А-IV $\eta = 1,2$, С врахуванням цього отримаємо:

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,125}{0,561} - 1\right) = 1,311 > \eta = 1,2. \text{ Тому приймаємо } \gamma_{s6} = 1,2$$

Площа перерізу арматури: $A_s = \frac{81,43 \cdot 10^5}{1,2 \cdot 510 \cdot 10^2 \cdot 0,95255 \cdot 19} = 7,47 \text{ см}^2.$

Приймаємо 4Ø16 А-IV с площею $A_s = 8,04 \text{ см}^2.$

При числі стержнів напруженої арматури $n_p = 4$ отримаємо:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{90}{500} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0,135;$$

Тоді $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,135 = 0,865$;

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{0,865 \cdot 500}{510} - 1200 = 72 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 0,865 \cdot 500 = 303 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sr} = 510 + 400 - 303 - 72 = 535 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{0,7456}{1 + \frac{535}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7456}{1,1}\right)} = 0,554;$$

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,125}{0,554} - 1\right) = 1,31 > \eta = 1,2;$$

Відповідно $\gamma_{s6} = 1,2$ і прийнята площа арматури залишається без змін. Максимальна відстань між напруженими стержнями арматури приймається не більше 600 мм.

2.2 Аналіз вихідних даних надфундаментної частини будівлі

Запроекований об'єкт - 10-9 поверховий 3-х секційний житловий будинок в м Тернополі. У плані будівля має Г-подібну форму з розмірами 47,07x55,55м. Конструктивна схема будівлі каркасна. Каркас збірний залізобетонний. Каркасна конструкція будівлі обумовлює необхідність пошуку окремого фундаменту під кожену колону. Розмір його визначається навантаженням, що припадає на колону, гранично допустимим тиском на ґрунт підкладкою фундаменту і глибини промерзання. У будівлі розташований підвал нижче рівня землі на глибині 2,4 м. За позначку нуля 0,000 прийнято рівень чистої підлоги 1го поверху, що відповідає абсолютній відмітці 157,25м.

Після аналізу інженерно-геологічних умов майданчика вибирається тип фундаменту і проводиться розрахунок з навантаженнями діючими напереріз фундаменту Ф-1. Приймається комбінація максимальних значень зусиль, що виникають на перерізі фундаменту з розрахунку 9-ти поверхової рами.

Таблиця 2.1 - Розрахункові значення зусиль в верхньому перерізі фундаменту

Номер фундаменту	N, кН	M, кН·м	Q, кН
Ф-1	1243,1	48,76	40,37

Для розрахунків за другою групою граничних станів, величини наведені в таблиці 2.1, необхідно помножити на коефіцієнт надійності за навантаженням, який дорівнює 1,2.

$$N_{\text{сер}} = 1243,1 \cdot 1,2 = 1491,72 \text{ кН};$$

$$M_{\text{сер}} = 48,76 \cdot 1,2 = 58,51 \text{ кН·м};$$

$$Q_{\text{сер}} = 40,37 \cdot 1,2 = 48,44 \text{ кН}.$$

2.3 Інженерно-геологічні умови майданчика

2.3.1 Матеріали інженерно-геологічних досліджень

Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва представлені:

- інженерно - літологічним розрізом майданчика (рис. 4.1);
- планом розташування свердловин (рис. 4.2);
- таблицею фізико-механічних властивостей ґрунтів.

Складання зведеної таблиці характеристик ґрунтів (таблиця 4.2). На по-

чатку визначають похідні і індексаційні характеристики, потім - найменування ґрунтів по [4]. Механічні характеристики φ , C , E_0 і розрахункові опори ґрунтів основи R_0 визначають за таблицями [3].

Для розрахунку похідних і класифікаційних фізичних величин використовуємо основні ($\rho_s, \gamma_{II} = \rho \cdot g, W$) і додаткові (W_L, W_P) фізичні величини, значення яких приводяться в таблиці 4.2.

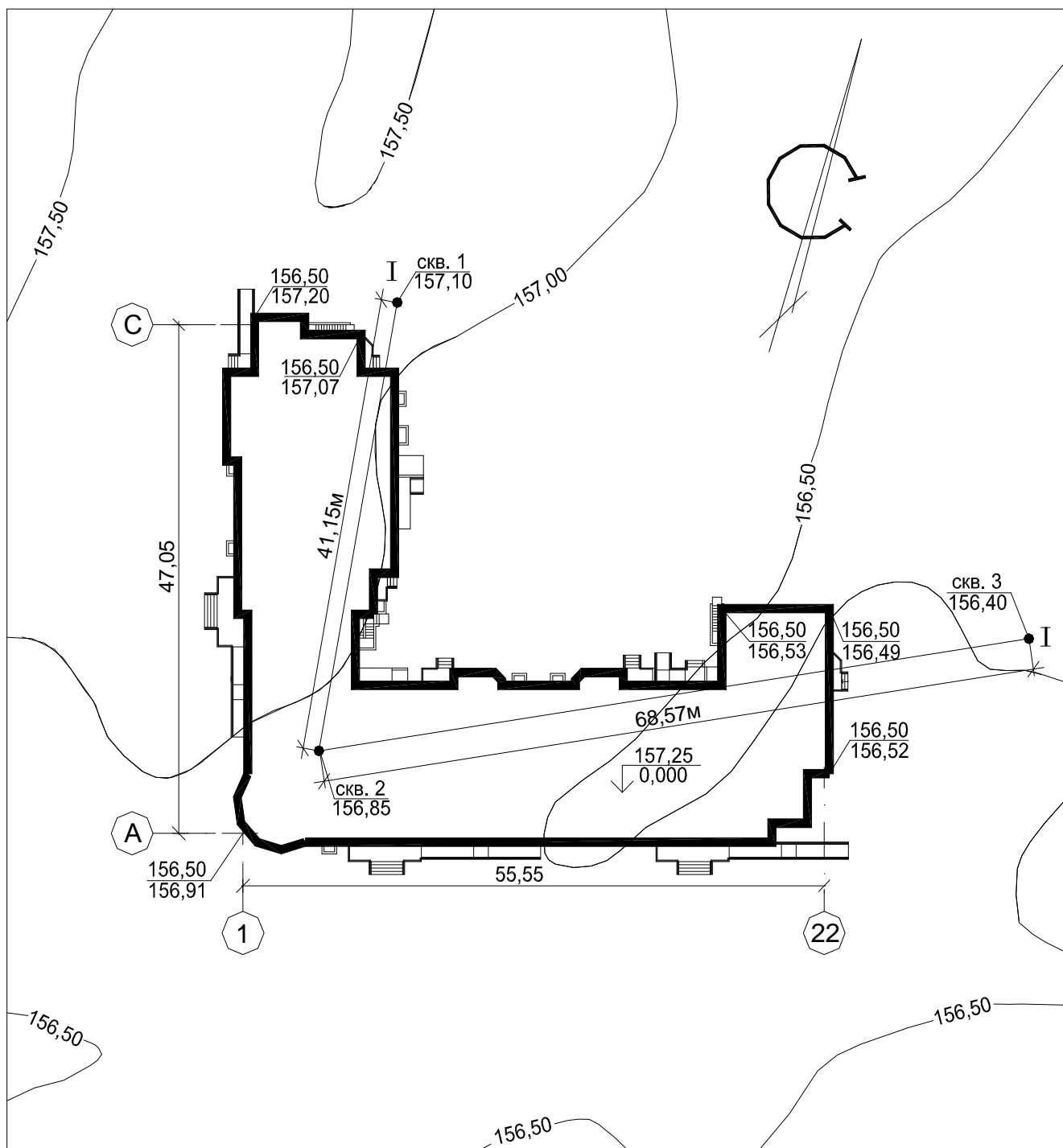


Рисунок 2.2 – План розташування свердловин

Геолого-літологічні колонки свердловин №1-3.

СВЕРДЛОВИНА № 1 (157,10 М)					
Геолог. індекс	№ елементу	Глибина підкладки шару, м	Міцність шару, м	Абс. відмітка підкладки шару, м	Геолого-літологічний опис ґрунту
1	2	3	4	5	6
t IV	1	3,2	3,2	153,9	Насипний ґрунт - щебінь, червона цегла, суглинок, чорнозем, сміття
azt III	2	4,8	1,6	152,3	Пісок світло-сірий, середній, водонасичений, щільний, слабоглинистий
eD ₃	3	6,5	1,7	150,6	Субпісок елювіальний з дресвой і щебенем вапняку
D ₃	4	10,0	3,5	147,1	Вапняк плитковий тріщинуватий
Свердловина № 2 (156,85 м)					
t IV	1	1,5	1,5	155,35	Насипний ґрунт - щебінь, червона цегла, суглинок, чорнозем, сміття
a IV	2	2,8	1,3	154,05	Суглинок чорний иловатий, с рослинними рештками, текучепластичний
azt III	3	4,0	1,2	152,85	Пісок світло-сірий, середній, водонасичений, щільний, слабоглинистий
eD ₃	4	6,0	2,0	150,85	Супісок елювіальний з дресвой і щебенем вапняку
D ₃	5	10,0	4,0	146,85	Вапняк плитковий тріщинуватий
Свердловина № 3 (156,4 м)					
t IV	1	1,5	1,5	154,90	Насипний ґрунт - щебінь, червона цегла, суглинок, чорнозем, сміття
a IV	2	3,0	1,5	153,40	Суглинок чорний иловатий, с рослинними рештками, текучепластичний
azt III	3	4,9	1,9	151,50	Пісок світло-сірий, середній, водонасичений, щільний, слабоглинистий
eD ₃	4	6,5	1,6	149,90	Супісок елювіальний з дресвой і щебенем вапняку
D ₃	5	10,0	3,5	146,40	Вапняк плитковий тріщинуватий

Таблиця 2.2. Характеристики ґрунтів.

2.3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов і вибору типу фундаменту

Ділянка інженерно-будівельних вишукувань розташована в м Тернопіль.

Рельєф рівний з ухилом на північ. Відмітка змінюється від 156,50 до 157,50 м.

Нашарування алювіальних відкладень, представлені суглинками іловатими пісками, що залягають на вивітриних відкладеннях (eD), представлені глинистими опадами щебенем і вапняку. На поверхні повсюдно розташовані сучасні відкладення - насипний ґрунт (t IV), представлений сумішшю суглинку і чорнозему з включеннями будівельного і побутового сміття. Майданчик знаходиться на осідаючих ґрунтах. Геологічні умови виявлені за допомогою буріння трьох свердловин на глибину 10,0 м.

Порядок нашарування ґрунтів:

1. Насипний ґрунт - червона цегла, щебінь, суглинок - потужністю до 3,2 м;
2. Суглинок чорний, іловатий з рослинними залишками - потужністю до 1,5 м;
3. Пісок світло-сірий, щільний, середній, водонасичений, слабоглінистий - потужністю до 1,9 м;
4. Супісок алювіальний з дресвою і щебенем вапняку, прошарками плиткового вапняку - потужністю до 2,0 м;
5. Вапняк плитковий, тріщинуватий - потужністю до 4,0 м; нижня границя даного шару бурінням не встановлена.

Абсолютна відмітка підземних вод 155,20-156,0м, глибина залягання 0,8-1,3м. Ґрунтові води гідравлічно пов'язані з поверхневими водами. У літню пору становище рівня підземних вод на 1,0-1,5 м нижче зафіксованого (хімічна агресивність - слабоагресивні по відношенню до бетону і по водопроникності).

Позначку планування DL призначаємо 156,50 м.

Нормативна глибина сезонного промерзання в місті Тернопіль становить 1,2 м. Розрахункова глибина сезонного промерзання: $d_f = 0,6 * 1,2 = 0,72$ м, де $K_n = 0,6$ – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди (для зовнішніх і внутрішніх фундаментів опалювальних споруд) табл. 1 [3].

Оцінка інженерно-геологічних умов показує, що основу можна приймати природним і в якості несучого шару може бути будь-який, починаючи з третього. Найбільш малозжатым міцним шаром є п'ятий - вапняк плитковий, тріщинуватий, тому що він є скельним ґрунтом осадкового походження. За

умовами взаємодії з ґрунтом палі підрозділяються на палі стійки і висячі палі. По причині того, що за даними фізико-механічних характеристик ґрунтів інженерно-геологічного розрізу малозжаті ґрунти відсутні. Малостискаючими вважаються великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем середньої щільності, а також суглинки і глини в твердому стані з модулем деформації $E \geq 50$ МПа. Тому можна застосовувати, як висячі палі (нмалозжесучий шар - супісок елювіальний з дресвой і щебенем вапняку, з прошарками плиткового вапняку, тверда), так і палі - стійки, підставою вістря яких будуть служити вапняки шар №5. В даному проекті передбачається висячі палі. Висячі палі спираються на стискувані ґрунти. Їх несуча здатність забезпечується опором ґрунту під нижнім кінцем і тертям по боковій поверхні. Застосування такого пальового фундаменту проектувальником дає широкі можливості при будівництві на більш слабких ґрунтах. На відміну від пальового фундаменту несуча здатність фундаменту мілкового закладення залежить від середнього тиску під підкладкою, яке обернено пропорційне площі основи фундаменту. В результаті, при слабких ґрунтах, розміри подошви основи фундаменту мілкового закладення можуть досягти, не прийнятно великих розмірів. Тобто виготовлення такого варіанту фундаменту технологічно складне - це призводить до перевитрат матеріалу, необхідно враховувати економічну ефективність. Так само треба брати до уваги конструктивні особливості фундаментів: пальового і мілкового закладення, технологію виробництва робіт нульового циклу для різних видів фундаментів, вибір комплексу машин і механізмів. Тому при даних геологічних умовах майданчика будівництва приймаємо фундамент палі.

2.4 Визначення глибини закладення ростверку

Глибина закладення фундаментів обчислюється від відмітки планування до подошви фундаменту. Абсолютну оцінку подошви фундаменту визначають, виходячи з шести умов [3] в наступній послідовності:

1. По конструктивних особливостях проектованої будівлі.

Висота ростверку визначається: $h = h_0 + 0,25$ м, але не менше 30 см, де h_0 -

висота закладення палі в ростверк, яку приймаємо 25 см - жорстке сполучення. Висота монолітного ростверку зі склянки частиною під колону приймаємо з конструктивних міркувань 1,8 м, з умови закладення залізобетонної колони в стакан.

$$FL_1 = 156,50 - 1,50 = 155,00 \text{ м.}$$

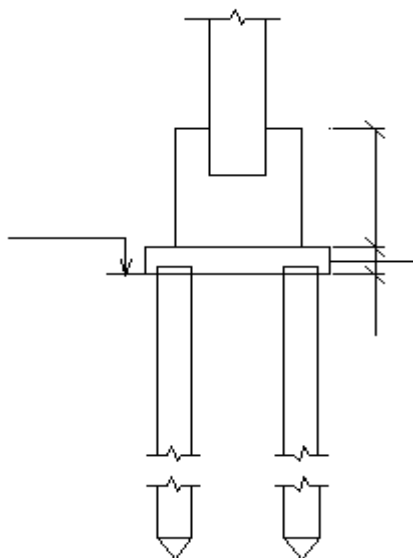


Рисунок 2.3 – Схема закладення ростверку.

2. За глибиною закладення фундаментів прилеглих споруд - обмежень немає.

3. За інженерно-геологічними умовами будівельного майданчика - глибина для закладення ростверку не обмежується.

4. За рельєфом будівельного майданчика - обмежень немає.

5. За глибиною сезонного промерзання.

Нормативна глибина сезонного промерзання для м. Тернополя становить:

$$d_{f,n} = 1,2 \text{ м.}$$

$$\text{Розрахункова глибина сезонного промерзання: } d_f = 0,6 * 1,2 = 0,72 \text{ м.}$$

$$\text{Приймаємо: } FL = DL - d_f = 156,50 - 0,72 = 155,78 \text{ м.}$$

6. За гідрогеологічними умовами - обмежень немає.

В результаті порівняння величин відміток, в якості розрахункової приймаємо мінімальну абсолютну позначку підшви ростверку - 155,00 м, тоді

глибина розташування (закладення) ростверку:

$$d_p = DL - FL = 156,50 - 155,00 = 1,5 \text{ м.}$$

2.5 Розрахунок пального фундаменту

Пальові фундаменти застосовують з тому випадку, коли виникає необхідність передачі навантаження від споруди на ґрунти, що залягають на певній глибині.

Фундамент під колону містить групу палів (зазвичай не менше трьох), так званий куц. В даному проекті передбачається висячі палі. Висячі палі спираються на стискувані ґрунти. Їх несуча здатність забезпечується опором ґрунту під нижнім кінцем і тертям по боковій поверхні.

2.5.1 Розрахункова схема

Вихідні дані: центральне навантаження $N = 1243,1 \text{ кН}$; матеріал ростверку - бетон класа В25 с $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$; глибина закладення ростверку - $d = 1,8 \text{ м}$.

Ґрунтові умови майданчика:

1. Насипна ґрунт - щебінь червоної цегли, чорнозем, потужність шару 1,5 м;
2. Суглинок чорний іловатий, з рослинними залишками; потужність шару – 1,5 м, $e = 0,697$; $s_r = 1,158$; $\gamma = 16,95 \text{ кН/м}^3$;
3. Пісок світло-сірий, щільний, середній, водонасищений, слабоглінистий; потужність шару – 1,9 м, $e = 0,606$; $s_r = 1,36$, $\gamma = 19,7 \text{ кН/м}^3$;
4. Супісок елювіальний з дресвой і щебенем вапняку, з прошарками плиткового вапняку, тверда; потужність шару – 1,6 м, $e = 0,428$; $s_r = 1,072$; $I_L = 0,25$, $\gamma = 19,4 \text{ кН/м}^3$;
5. Вапняк плитковий, тріщинуватий; потужність шару – 3,5 м.

Для заданих ґрунтових умов проектуємо фундамент палі зі збірних залізобетонних палів марки С4-30 [25], довжиною $L = 4,0 \text{ м}$, розміром попе-

речного перерізу 0,3*0,3 м, Довжиною вістря 0,25 м. Палі занурюються за допомогою забивання дизельним молотом. Вибирається несучий шар ґрунту - супісок елювіальний з дресвой твердою, в який заглиблюються палі не менше 0,5 м.

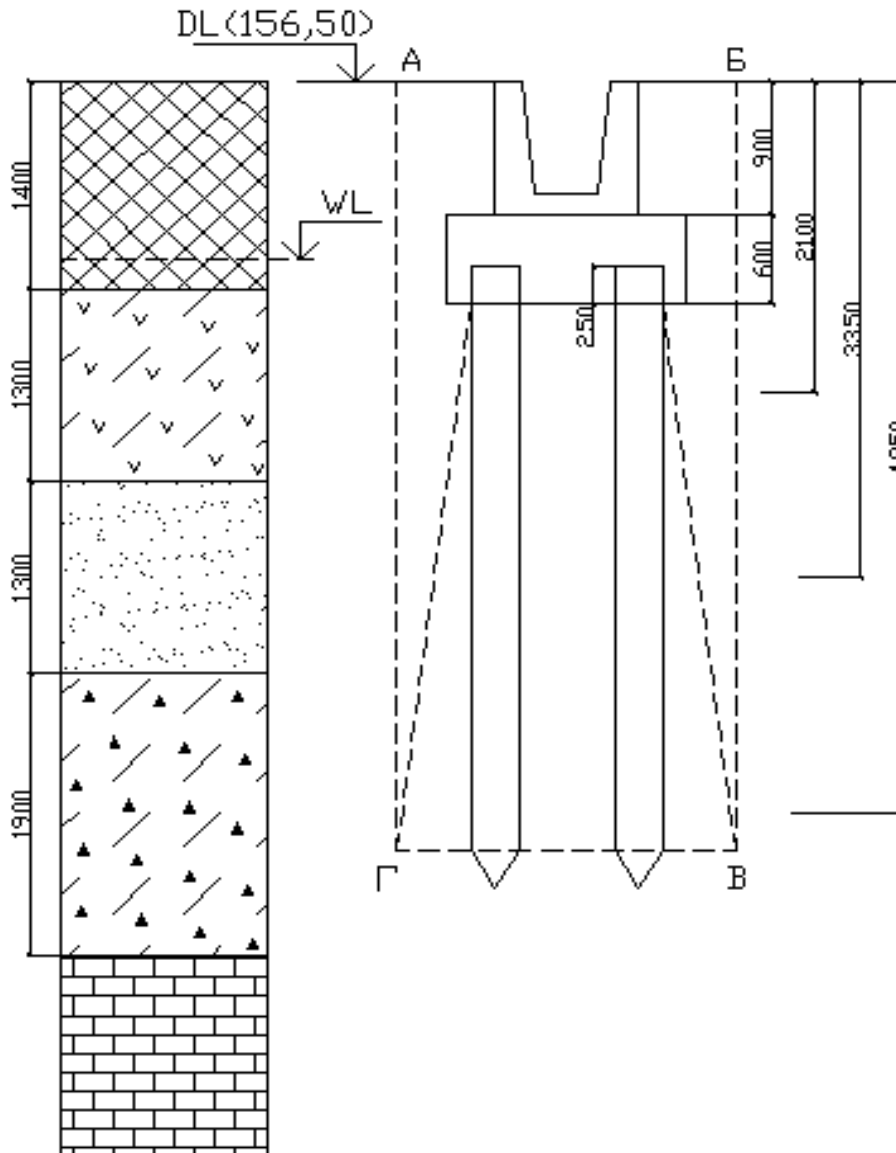


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема пальового фундаменту

2.5.2 Визначення несучої здатності палі

Знайдемо несучу здатність одиночної висячої палі, орієнтуючись на розрахункову схему, показану на малюнку 4.4, і маючи на увазі, що глибина закладення палі в ростверк повинна бути не менше 5 см, приймаємо 25 см.

Площа поперечного перерізу палі $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$.

Периметр палі $U = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$.

За табл. [3] при глибині занурення палі на 5,5 м для твердої супіску, інтерполюючи, знайдемо розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі $R = 3500$ кПа.

Розбиваємо товщу ґрунту в межах довжини палі на шари товщиною не більше 2 м. Знаходимо відстань h_i від позначки DL до середини кожного елементарного шару (див. Рисунок 4.4). Обчислюємо розрахунковий опір кожного i -того шару ґрунту основи на бічній поверхні палі.

Для 2 шари ґрунту товщиною 1,3 м (суглинок чорний іловатий):

$$h_1 = 2,1\text{м}; f_1 = 4,2\text{кПа}.$$

Для 3 шари ґрунту товщиною 1,3 м (пісок світло-сірий):

$$h_2 = 3,35\text{м}; f_2 = 49,75\text{кПа}.$$

Для 4 шари ґрунту товщиною 1,9 м (супісок елювіальний тверда):

$$h_3 = 4,95\text{м}; f_3 = 57,4\text{кПа}.$$

Несуча здатність висячої забивний палі, що працює на стискають навантаження, визначають за формулою (7.8) [2]:

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

де $\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті;

$\gamma_{cf} = 1,0, \gamma_{cR} = 1,0$ коефіцієнти умови роботи ґрунту під нижнім кінцем палі і по бічній поверхні; враховує спосіб занурення палі (занурюють суцільну палю дизельним молотом);

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A - площа поперечного перерізу палі;

f_i - розрахунковий опір i -того шару ґрунту основи на бічній поверхні палі;

h_i - товщина i -ого шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі.

$$F_d = 1 \left[1 * 3,500 * 0,09 + 1 * 1,2 (0,0042 * 2,1 + 3,35 * 0,04975 + 4,95 * 0,0574) \right] = 0,8665\text{МПа}$$

Розрахункова допустиме навантаження на палю по ґрунту за формулою (7.2) [2] становить:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0,8665}{1,4} = 0,722 \text{ МН},$$

де $\gamma_d = 1,4$ - коефіцієнт надійності (тому що розраховується за формулами і таблицями).

Відповідно до конструктивними вимогами задамося кроком палей, прийнявши його рівним $a = 3b = 3 * 0,3 = 0,9 \text{ м}$.

$$\text{Визначаємо необхідну кількість палей: } n = \frac{\gamma_k * N_I}{F_d} = \frac{1,4 * 1,243}{0,8665} = 2,01 \text{ шт.}$$

Приймаємо 4 палі в фундаменті і розмістимо їх по кутах ростверку. Визначимо товщину ростверку з умови продавлювання (при класі бетону В25 $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$):

$$h_p = -\frac{b}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{b^2 + \frac{N}{k * R_{bt}}} = -\frac{0,3}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{0,3^2 + \frac{0,722}{1,0 * 1,05}} = 0,291 \text{ м.}$$

За конструктивним вимогам висота ростверку повинна бути не менше

$$h_p = 0,05 + 0,25 = 0,3 \text{ м, що більше отриманої величини в результаті розрахунку на продавлювання. Отже, остаточно приймаємо висоту ростверку рівним } 0,6 \text{ м, приймаємо жорстке сполучення, закладаючи палю в ростверк на } 0,25.$$

Відстань від краю ростверку до зовнішньої сторони палі відповідно до конструктивних вимог призначаємо $l_p = 0,3b + 5 = 0,3 * 30 + 5 = 14 \text{ см}$, приймаємо остаточно рівним 5 см, тобто $l_p = 15 \text{ см}$.

Відстань між палями приймемо $l = 3b = 0,9 \text{ м}$.

Визначимо вагу ростверку:

$$G_p = 0,025 * 0,6 * 1,5 * 1,5 = 0,03375 \text{ МН.}$$

Вага ґрунту, розташованого на ростверку:

$$G_{zp} = 0,9 * 1,5 * 1,5 * 0,017 = 0,0344 \text{ МН.}$$

Визначаємо навантаження, що припадає на одну палю:

$$N = \frac{N_I + G_p + G_{zp}}{n} = \frac{1,243 + 0,03375 + 0,0344}{4} = 0,328 \text{ МН} < 0,722 \text{ МН.}$$

По таблиці [3] для:

2 шари - суглинок чорний іловатий $\varphi_{II} = 18,5^\circ$;

3 шари - пісок світло-сірий щільний $\varphi_{II} = 36,5^\circ$;

4 шари - супісок елювіальний з дресвою $\varphi_{II} = 29,5^\circ$.

По формулі (7.34) [2]:
$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_0^h \varphi_{II,i} * h_i}{\sum h_i}.$$

Визначаємо осереднений кут тертя ґрунтів, прорізаний палею:

$$\alpha = \frac{\varphi_{cp}}{4} = \frac{1}{4} \left(\frac{18,5 * 1,2 + 36,5 * 1,3 + 29,5 * 1,5}{1,2 + 1,3 + 1,5} \right) \approx 7,12^\circ.$$

Знайдемо ширину умовного фундаменту:

$$B_{ycl} = 0,9 + 0,3 + 2(1,2 + 1,3 + 1,5) \operatorname{tg} 7,12^\circ = 2,2 \text{ м.}$$

Знайдемо вагу паль, використовуючи довідкові дані по номенклатуру

паль:

$$G_1 = 4(4,0 * 220 * 10 + 50 * 10) = 0,0372 \text{ МН.}$$

Вага ґрунту в обсязі АБВГ:

$$G_2 = 1,4 * 0,017 * 2,2 * 2,2 + 1,3 * 0,01695 * 2,2 * 2,2 + 1,3 * 0,0197 * 2,2 * 2,2 + 1,5 * 0,0194 * 2,2 * 2,2 = 0,487 \text{ МН.}$$

Визначаємо середнє напруження під подошвою умовного фундаменту:

$$P_{cp} = \frac{1,243 + 0,0372 + 0,487 + 0,03375}{2,2 * 2,2} = 0,372 \text{ МПа.}$$

По таблиці для супісків, на який спирається умовний фундамент, з коефіцієнтом $e=0,428$, знайдемо значення питомого зчеплення $c_{II} = 19 \text{ кПа}$.

З таблиці 4 [3] по куту внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 29,5^\circ$ знайдемо значення безрозмірних коефіцієнтів: $M_\gamma = 1,105$; $M_q = 5,42$; $M_c = 7,81$.

Визначимо осереднений вага ґрунту, що залягає вище подошви умовного фундаменту:

$$\gamma'_{II} = \frac{1,4 * 0,017 + 1,3 * 0,01695 + 1,3 * 0,0197 + 1,25 * 0,0194}{1,4 + 1,3 + 1,3 + 1,25} = 0,0183 \text{ МН / м}^3.$$

$\gamma_{c,1} = 1,25$ - для глини коричневої, напівтвердої, пилуватої;

$\gamma_{c,2} = 1$ - для будівель з гнучкою конструктивною схемою;

$K=1,1$ – міцності характеристики ґрунту прийняті за таблицями норм [3].

За формулою (7) [3] визначимо розрахунковий опір ґрунту основи під підшовою умовного фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma_{II}' + (M_q - 1) * d_b * \gamma_{II}' + M_c C_{II} \right] =$$
$$= \frac{1,25 * 1}{1,1} [1,105 * 1 * 2,2 * 0,0194 + 5,42 * 5,5 * 0,0183 + 7,81 * 0,019] = 0,842 \text{ МПа}.$$

Основна умова при розрахунку пальових фундаментів по II групі граничних станів задовольняється: $P_{cp} = 0,372 \text{ МПа} < R = 0,842 \text{ МПа}$.

2.5.3 Конструювання фундаменту

При невеликих ексцентриситетах в окремих фундаментах, палі допускається розміщувати симетрично відносно геометричної осі колони. Палі розташовуються рядами. Мінімальна відстань між осями забивних висячих паль - 3d. Розміри підколонника і ступенів ростверку, а також його армування аналогічні фундаментів на природній основі. Для пальових фундаментів обраний тип закладення паль у ростверк - жорсткий (25см). Під монолітний фундамент незалежно від підстилаючих ґрунтів (крім скельних) передбачають бетонну підготовку товщиною 100 мм з бетону М50. Детальне опрацювання конструкції фундаменту виконують на крес лярському аркуші.

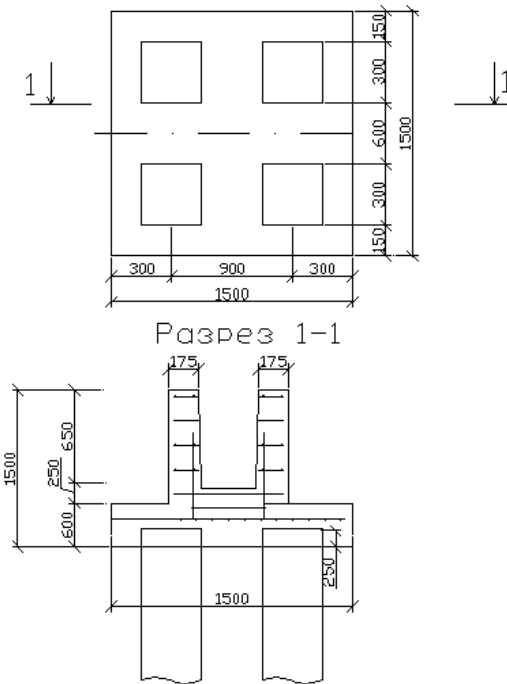


Рисунок 4.5 – Конструкція фундаменту палі

2.6 Розрахунок просідання пального фундаменту

Осідання основи визначають зазвичай методом пошарового підсумовування з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно деформуючого півпростору.

Розрахунок осідання пального фундаменту виконують за допомогою цього методу в такій же послідовності, як і фундамент мілкого закладення з розмірами $B * L$ і глибиною закладення d (розміри умовного фундаменту).

4.5.1 Розрахункова схема

$N_{on} = N_{ser} = 1461,72$ кН - осьове розрахункове навантаження перетину на позначці поверхні ґрунту при розрахунку по II групі граничних станів.

Розміри умовного фундаменту $2,2 * 2,2$ м і глибиною закладення $5,25$ м.

Під основою залягають шари:

1. Насипна ґрунт - щебінь червоної цегли, чорнозем, потужність шару $1,5$ м;
2. Суглинок чорний іловатий, з рослинними залишками; потужність шару – $1,5$ м, $e = 0,697$; $s_r = 1,158$; $\gamma = 16,95$ кН/м³;

3. Пісок світло-сірий, щільний, середній, водонасичений, слабоглінистий; потужність шару – 1,9м, $e = 0,606$; $S_r = 1,36$, $\gamma = 19,7$ кН/м³;
4. Супісок елювіальний з дресвой і щебенем вапняку, з прошарками плиткового вапняку, тверда; потужність шару – 1,6м, $e = 0,428$; $S_r = 1,072$; $I_L = 0,25$, $\gamma = 19,4$ кН/м³;
5. Вапняк плитковий, тріщинуватий; потужність шару – 3,5м.

Розрахункова схема, що ілюструє епюри σ_{zp} , σ_{zg} и $0,2\sigma_{zg}$, представлені на малюнку 4.6.

2.6.1 Визначення напружень в основі

Обчислюємо вертикальні нормальні напруження від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zq} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} h_i .$$

На рівні ґрунтових вод: $\sigma_{zg} = 1,2 * 0,017 = 0,0204$ МПа,

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,0204 = 0,00408 \text{ МПа};$$

На підшві 1 шару: $\sigma_{zg} = 0,0204 + 0,2 * 0,01 = 0,0224$ МПа,

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,0224 = 0,00448 \text{ МПа};$$

На рівні підшви ростверку: $\sigma_{zg} = 0,0224 + 0,1 * 0,01013 = 0,0234$ МПа,

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,0234 = 0,0047 \text{ МПа};$$

На контакті 2 і 3 шарів: $\sigma_{zg} = 0,0234 + 1,2 * 0,00976 = 0,0351$ МПа,

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,0351 = 0,007 \text{ МПа};$$

На контакті 3 і 4 шарів: $\sigma_{zg} = 0,0351 + 1,3 * 0,01013 = 0,0483$ МПа,

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,0483 = 0,0096 \text{ МПа};$$

Глинистий ґрунт (супісок) є основою водоносного шару, вертикальні напруги збільшуються на величину ваги стовпа води.

Вага стовпа води: $10,0 * 2,8 = 28$ кПа = 0,028 МПа;

$$\sigma_{zg} = 0,0483 + 0,028 = 0,0763 \text{ МПа};$$

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,0763 = 0,0153 \text{ МПа};$$

На рівні підшви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zg} = 0,0763 + 1,25 * 0,0194 = 0,1005 \text{ МПа},$$

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,1005 = 0,0201 \text{ МПа};$$

На контакті 4 і 5 шарів: $\sigma_{zg} = 0,1005 + 0,65 * 0,0194 = 0,113 \text{ МПа},$

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,113 = 0,0226 \text{ МПа};$$

На нижньому рівні свердловини - шар 5:

$$\sigma_{zg} = 0,113 + 3,5 * 0,025 = 0,2005 \text{ МПа},$$

$$0,2 \sigma_{zg} = 0,2 * 0,2005 = 0,0401 \text{ МПа}.$$

Обчисливши вертикальні нормальні напруження, сроїм епюру σ_{zq} зліва від осі z і епюру $0,2\sigma_{zq}$ праворуч від осі.

1. Визначаємо величину додаткового (осадового) тиску на ґрунт під підшвою фундаменту: $p_0 = p - \sigma_{zq,0}$, где $\sigma_{zq,0} = 0,1005 \text{ МПа};$

$\sigma_{zq,0}$ - значення вертикального нормального значення в умовному нульовому рівні (підшва фундаменту);

P - середній тиск під підшвою фундаменту:

$$P = \frac{N_{on} + G_{\phi} + G_{ep}}{B * L} = \frac{1491,72 + 99,9 + 391,88}{2,2 * 2,2} = 409,81 \text{ кПа},$$

де $N_{on} = N_{ser} = 1491,72 \text{ кН}$ - осьове розрахункове навантаження перетину на позначці поверхні ґрунту при розрахунку по II групі граничних станів;

$$G_{\phi} = V_{\phi} * 25 = 2,646 * 25 = 99,9 \text{ кН},$$

де об'єм фундаменту $V_{\phi} = 1,2^2 * 0,9 + 0,6 * 1,5^2 + 4 * 5,25 * 0,3^2 = 3,996 \text{ м}^3;$

$$G_{ep} = \gamma * V_{ep} = 18,3 * 21,414 = 391,88 \text{ кН}, \quad V_{ep} = 2,2 * 2,2 * 5,25 - 3,996 = 21,414 \text{ м}^3$$

$$\gamma = \frac{1,4 * 0,017 + 1,3 * 0,01695 + 1,3 * 0,0197 + 1,25 * 0,0194}{1,4 + 1,3 + 1,3 + 1,25} = 0,0183 \text{ МН / м}^3.$$

$$p_0 = 0,4098 - 0,1005 = 0,3093 \text{ МПа}.$$

1. Розбиваємо товщину основи на елементарні шари товщиною h_i , виходячи з умови $h_i \leq 0,4b$. Приймаємо $h_i = 0,4 \text{ м}$. Визначаємо координати підшви елементарних шарів, причому $z=0$ відповідає підшві фундаменту.

2. Обчислюємо вертикальні нормальні напруження на кордонах шарів ґрунту:

$$\sigma_{zp} = \alpha P_0, \text{ де}$$

α - коефіцієнт, що враховує зменшення по глибині додаткового тиску.

Будуємо епюру σ_{zp} . Точка перетину епюр σ_{zp} і $0,2\sigma_{zq}$ відповідає нижній межі стисливої товщі.

3. Визначаємо величини середніх додаткових тисків в кожному з елементарних шарів:

$$\sigma_{zp,i}^{cp} = (\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i})/2.$$

2.6.2 Обчислення осадки

Знаходимо величини осадки кожного елементарного шару: $S_i = \sigma_{zp,i}^{cp} h_i \beta / E_i$,

Результати по вище приведених формулах зведені в таблицю 4.3.

Таблиця 4.3 – Результати розрахунку просідання фундаменту методом пошарового підсумовування

№ точки	z, м	2z/b	α	σ_{zp}	№ шару	σ_{zp}^{cp}	h_i	β	E_i	S_i , м
0	0,0	0,000	1,000	0,3093	4				31,2	
1	0,4	0,364	0,964	0,2980		0,3037	0,4	0,74	31,2	0,00288
2	0,8	0,727	0,829	0,2564		0,2772	0,4	0,74	31,2	0,00263
3	1,2	1,091	0,659	0,2038		0,2301	0,4	0,74	31,2	0,00218
4	1,6	1,455	0,506	0,1565		0,1802	0,4	0,74	31,2	0,00171
5	2,0	1,818	0,387	0,1198		0,1382	0,4	0,80	100,0	0,00044
6	2,4	2,182	0,300	0,0928		0,1063	0,4	0,80	100,0	0,00034
7	2,8	2,545	0,237	0,0732		0,0830	0,4	0,80	100,0	0,00027
8	3,2	2,909	0,190	0,0587		0,0659	0,4	0,80	100,0	0,00021
9	3,6	3,273	0,155	0,0478		0,0533	0,4	0,80	100,0	0,00017
10	4,0	3,636	0,129	0,0399	0,0439	0,4	0,80	100,0	0,00014	
11	4,4	4,000	0,108	0,0334	0,0366	0,4	0,80	100,0	0,00012	
12	4,8	4,364	0,093	0,0286	0,0310	0,4	0,80	100,0	0,00010	
13	5,2	4,727	0,080	0,0246	0,0266	0,4	0,80	100,0		

2.6.3 Перевірка допустимості просідання споруди

Сумарне просідання всіх елементарних шарів складає розрахункову величину просідання основи $S = 0,0112 \text{ м} = 1,12 \text{ см}$, що не перевищує величину граничної деформації.

3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Умови здійснення будівництва

Майданчик будівництва будівлі розташована в м. Тернопіль. Транспортний зв'язок здійснюється по дорозі з асфальтовим покриттям, тимчасові дороги влаштовуються з щебеню. Електропостачання і водопостачання здійснюється відповідно від існуючої трансформаторної підстанції і існуючого водопроводу. Джерелом теплопостачання є автономна дахова котельня. Забезпечення будівництва конструкціями і матеріалами здійснюється підприємствами будіндустрії автотранспортом. Дальність перевезення від 3 до 5 км.

3.2 Визначення обсягів робіт при монтажі збірних конструкцій

Визначення обсягів робіт - початковий етап проекту виконання будівельно-монтажних робіт, що передбачає аналіз технологічного проекту, робочих креслень будівлі з позицій раціонального ведення робіт. Після компоновання будівлі складемо відомість підрахунку обсягів робіт.

Для її складання за основними, допоміжним і транспортним процесам, які частинами всього будівельно-монтажного процесу, використовуємо специфікацію елементів збірних конструкцій.

До основних процесів відносяться: монтаж всіх елементів конструкцій будівлі; їх вивірка і закріплення; зварювання закладних деталей і арматури; закладення стиків і швів.

До допоміжних процесів відносяться: такелажні роботи (строповка, расстроповка); установка, пересування і зняття помостів, монтажних сходів і інших пристроїв.

До транспортних процесів відносяться: доставка і розвантаження на будівельній майданчику збірних конструкцій.

Таблиця 3.1 – Визначення обсягів робіт на один типовий поверх блок-секції

№ п/н	Найменування робіт	Од. вим.	Кількість на 1 поверх
1	Монтаж колон на нижележащие колони	шт.	22
2	Зварювання стиків колон	10м шва	0,26
3	Зароблення стиків колон	шт.	22
4	Монтаж ригелів	шт.	12

12	ПС-1	6,8	0,16	2,8	3,05	7,62	2	20	6,10	152,4
13	ПС-2	6,2	0,16	2,8	2,78	6,94	1	10	2,78	6,94
VI.	Сходовий марш									
14	ЛМ 27.12.14	2,72	1,2	1,4	0,65	1,52	2	18	1,3	3,04
VII.	Сходова площа-ка									
15	ЛП 25.19-4	2,5	1,9	-	0,85	1,53	2	18	1,7	3,06
VIII.	Плита перекриття									
16	ПК 48.10	4,78	0,99	0,22	-	1,4	1	10	-	1,4
17	ПК 48.12	4,78	1,19	0,22	-	1,7	2	20	-	3,4
18	ПК 30.12	2,98	1,19	0,22	-	1,08	2	20	-	2,16
19	ПК 30.15	2,98	1,49	0,22	-	1,425	16	160	-	22,8
20	ПК 63.10	6,28	0,99	0,22	-	1,825	5	50	-	9,12
21	ПК 63.12	6,28	1,19	0,22	-	2,25	1	10	-	2,25
22	ПК 36.10	3,58	0,99	0,22	-	1,055	21	210	-	22,15
23	ПК 36.12	3,58	1,19	0,22	-	1,28	3	30	-	3,84
IX.	Стіна зовнішня									
24	Керамічний пус-стотний цегла	0,25	0,12	0,06	0,0018	-	50000	637000	90	-
X.	Перемичка									
25	ПБ 16-1	1,55	0,12	0,065	0,012	0,03	15	135	0,18	4,05
XI.	Стіна внутрішня									
26	Силікатна цегла	0,25	0,12	0,06	0,0018	-	11100	125000	20	-

3.3 Вибір методів виконання монтажних робіт

Метод монтажу - найбільш характерне, принципове рішення, що визначає технічну політику у виробництві робіт при зведенні окремих будівель, споруд або їх комплексів і спрямоване на целесо-образне досягнення певного техніко-економічного результату. Монтаж окремих конструкцій вирішує більш вузькі завдання технологиче-ського характеру в залежності від конкретних умов будівельного майданчика, розмірів конструкцій, застосовуваних монтажних машин і оснащення.

Застосовувані методи монтажу повинні відповідати вимогам СНиП 3.03.01-87 «Несучі та огороджувальні конструкції» і передового досвіду з дотриманням наступних умов:

- устійчі-вість і дотримання геометричних розмірів кожної монтуємій частини будівлі на всіх стадіях монтажу;
- потоковість робіт, тобто можливість поєднувати в часі будівельно-монтажні процеси та інші роботи;

- ефективність техніко-економічних показників (тривалість робіт, трудомісткості виробництва при якості робіт, відповідним нормам СНиП);
- забезпечення безпеки виробництва будівельно-монтажних робіт.

В якості методу монтажу вибираємо потоковий метод. Він поєднує в собі переваги послідовного і паралельних методів і виключає їх недоліки. При цьому методі тривалість будівництва буде значно менше, ніж при послідовному методі, але і інтенсивність використання робочих виявиться менше, ніж при паралельному методі. Особливістю методу є членування будівництва на його більш дрібні складові. Спеціалізація бригад при поточковому методі будівництва дозволяє механізувати працю, забезпечити кращу організацію, мати більш високу продуктивність праці. Скорочення термінів робіт досягається і за рахунок послідовного виконання однорідних робіт, при паралельному виконанні різнорідних. Послідовний метод виконання робіт передбачає виконання кожної наступної роботи тільки після закінчення попередньої в цілому на об'єкті. До переваг цього методу монтажу відносять мінімальне споживання всіх ресурсів за одиницю часу, до недоліків - велика тривалість. При цьому методі загальна тривалість будівництва комплексу будівель дорівнює добутку часу будівництва одного будинку на їх кількість, але при цьому, так само як і при зведенні окремої будівлі, потрібно відносно мала кількість робітників, задіяних тривалий час на одному місці.

Паралельний метод передбачає виконання одного і того ж виду робіт на всіх захватках. До переваг цього методу монтажу відносять мінімальна тривалість будівництва, до недоліків - Максимально споживання всіх видів ресурсів в одиницю часу.

Комбінований метод поєднує в собі переваги послідовного і паралельного методів, що дозволяє знизити терміни будівництва і витрати праці, максимально використовувати ресурси і техніку.

3.4 Визначення параметрів монтажного крана

Для виконання будівельно-монтажних робіт підбирається кран на основі обраної монтажної схеми (рис. 6.1), вихідними якої є-ються такі параметри:

Q_{\max} – максимальна маса елемента що монтується;

$Q_{\text{осн}}$ – маса монтажного оснащення;

$B_{\text{max}}, H_{\text{max}}$ – максимальні габарити елемента що монтується.

На основі цих даних підбирають марку і встановлюють геометричні параметри крана.

Висота підйому гака:

$$H_{\text{кр}} = H_0 + h_3 + h_m + h_c = 29,2 + 1,5 + 0,22 + 4,2 = 35,12 \text{ м};$$

де H_0 – перевищення опори елемента що монтується;

h_3 – висота запасу, що вимагається з умов безпеки і зручності монтажу;

h_m – висота елемента що монтується;

h_c – висота стропування.

Розрахунок стріли баштового крана:

$$L_{\text{стр}} = a/2 + b + c = 6,5/2 + 4,05 + 14,0 = 21,3 \text{ м};$$

де a – ширина підкранової колії, м.;

b – відстань від осі головки підкранової рейки до найближчого краю будівлі, м.;

c – відстань від осі обертання крана до краю будівлі з боку крана, м.

Відповідно до розрахованими параметрами приймаємо наступний монтажний кран: кран МСК-10-20 вантажопідйомністю 7 тонн, виліт стріли 25м, висота підйому гака 37м.

Для повної безпеки роботи крана необхідно перевірити умова:

$$\frac{a}{2} + b \geq R_H + 0,75 ,$$

$$\frac{a}{2} + b = \frac{6,5}{2} + 2 = 5,25 \geq R_H + 0,75 = 4 + 0,75 = 4,75 \text{ м},$$

де R_H - радіус габариту повороту крана внизу.

$$\frac{a}{2} + b \geq R_b + 0,5 ,$$

$$\frac{a}{2} + b = \frac{6,5}{2} + 2 = 5,25 \geq R_b + 0,5 = 4 + 0,75 = 4,75 \text{ м},$$

де R_b - радіус повороту крана нагорі.

Максимально можливий вантажний момент від маси устаткування, що монтується повинен бути:

$$M_{\max} = 2000 \text{кН} * \text{м} > Q_{\max} * L_{\text{стр}}^{\max} = 7,87 * 10 * 25 = 1967,5 \text{кН} * \text{м},$$

де M_{\max} - максимальний вантажний момент за технічним паспортом ($M_{\max} = 2000 \text{кН} * \text{м}$);

Q_{\max} - максимальна маса елемента що монтується (7,87т);

$L_{\text{стр}}^{\max}$ - максимальний виліт стріли, м.

Основні технічні параметри крана занести в таблицю 6.3.

Таблиця 3.3 – Технічні характеристики крана МСК-10-20

Тип	Марка	Виліт стріли, м		Вантажопідйомність, т		Висота підйому при вильоті, м	
		max	min	max	min	max	min
Кран баштовий	МСК-10-20	25	14	7	7	37	51

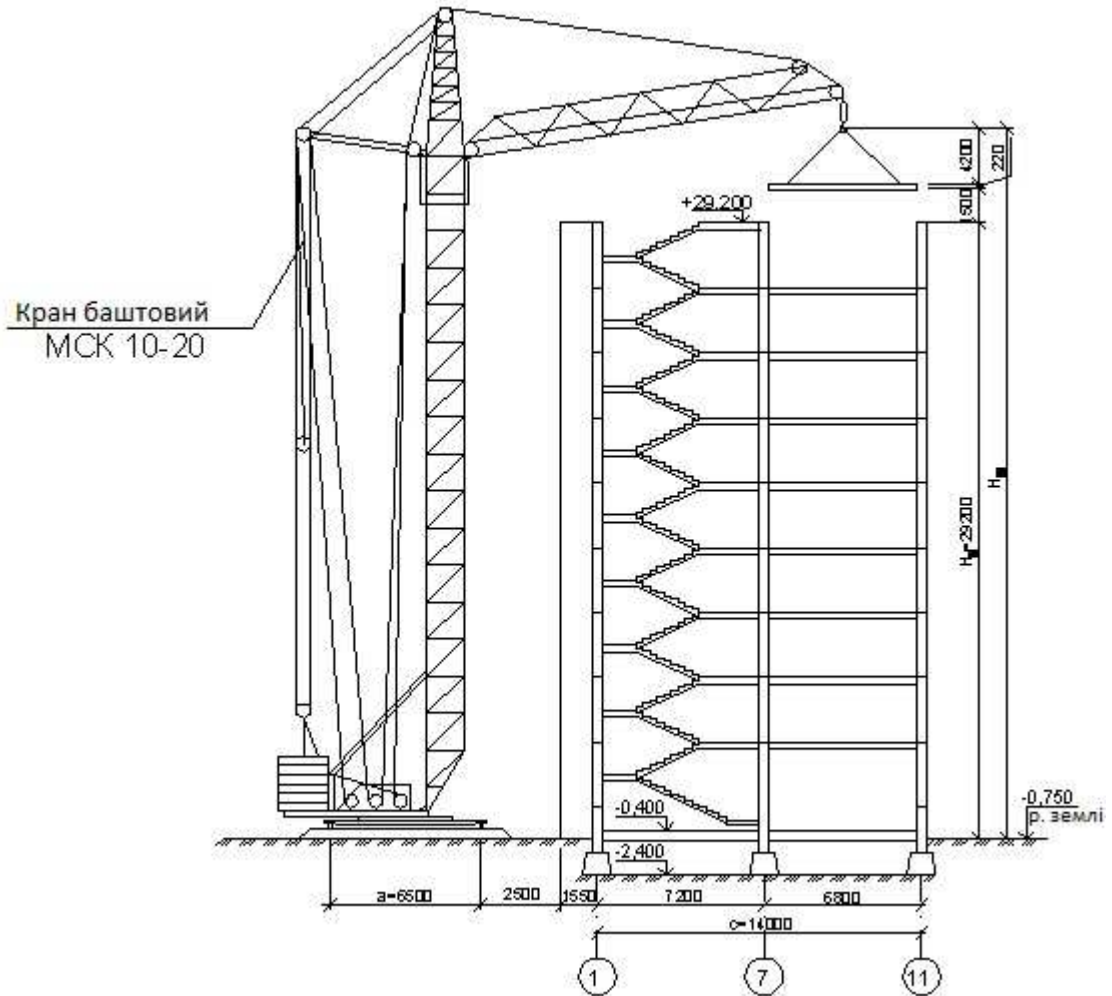
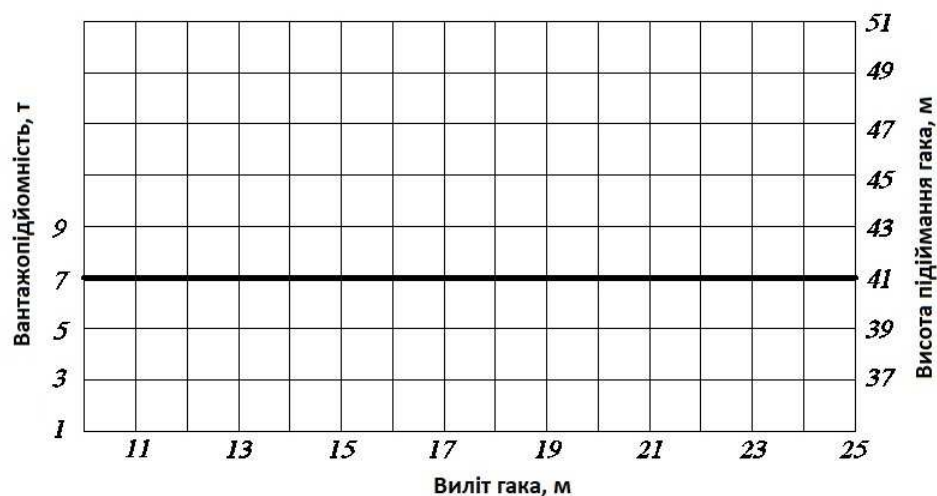


Рисунок 3.1 – Схема монтажу

Рисунок 3.2 – Діаграма технічних характеристик баштового крана МСК-10-20



Максимальний вантажний момент, кН·м – 2000;
 швидкості, м/с: підйому (опускання) – 0,25(0,25);
 пересування крана – 0,33;
 частота обертів, с⁻¹ – 0,01;
 колія, м – 6,5; База, м – 7;
 маса крана в робочому стані, т – 80,5;
 конструктивна маса, т – 48,8;
 маса противаг, т – 42.

3.5 Потреба в трудових і матеріально-технічних ресурсах

Зіставлення нормативної трудомісткості, а також норм витрат матеріалів і напівфабрикатів з фактичними витратами реального будівництва дозволяють контролювати норми виробітку і витрати матеріалів в ланці, бригаді і в цілому на об'єкті.

Калькуляцію трудових витрат на виробництво робіт по монтажу конструкцій усього будинку складаємо на основі ЕНіР Е4 і Е22. Результати розрахунку заносимо в таблицю 6.4.

На основі специфікації збірних елементів і підрахунку обсягу робіт складаємо відомість потреби матеріалів і напівфабрикатів, норми витрат яких визначаємо за СНіП IV.02-82 «Збірник елементних кошторисних норм на

будівельні конструкції і роботи». Результати розрахунку заносимо в таблицю 3.5.

Таблиця 3.5 – Відомість потреби в матеріалах і напівфабрикатах

№	Найменування	Обґрунтування по ДБН	Од. вим	Кількість	
				На одиницю	На весь об'єм
1	2	3	4	5	6
1	Установка колон	ДБН-2-92			
	Колона		100 шт.	100	22
	Бетон (клас по проекту)		м ³	0,81	0,18
	Електроди діаметром 6мм Э42		т	0,01	0,002
	Гарячекатана арматурна сталь А-І діаметром 18мм		т	0,64	0,14
	Дошки обрізні 44x150мм ІІ сорт		м ³	0,799	0,18
2	Установка ригелів	ДБН-2-92			
	Ригель		100 шт.	100	12
	Розчин цементний М100		м ³	0,25	0,03
	Електрод діаметром 6мм Э50		т	0,037	0,0044
	Конструктивні елементи допоміжного призначення, в переважанням профільного прокату		т	1,564	0,19
	Краска		т	0,0138	0,0016
3	Зовнішні стіни	ДБН-2-92			
	Цегла керамічна		1000 шт.	1	637000
4	Установка панелей (діафрагм жорсткості)	ДБН-2-92			
	Панелі		100 шт.	100	3
	Розчин цементний М100		м ³	1,87	0,056
	Розчин цементний 6мм Э42		т	0,007	0,0002
	Конструктивні елементи допоміжного призначення		т	3,45	0,1
5	Установка сходових майданчиків	ДБН-2-92			
	Конструкції збірні		100 шт.	1	0,26
	Розчин цементний М100		м ³	0,76	3,02
	Електроди Э42		т	0,01	0,01
6	Установка сходових маршів	ДБН-2-92			
	Конструкції збірні		100 шт.	100	2
	Розчин цементний М100		м ³	0,7	0,014
	Електроди Э42		т	0,01	0,0002
7	Вкладання плит перекриття	ДБН-2-92			
	Конструкції збірні		100 шт.	100	51
	Розчин цементний М100		м ³	0,7	0,357
	Монтажні вироби		т	0,04	0,02

1	2	3	4	5	6
	Електроди Э42		т	0,01	0,0051
8	Установка вентблоків	ДБН-2-92			
	Конструкції збірні		100 шт.	100	10
	Розчин цементний М100		м ³	0,7	0,07
9	Установка ліфтових шахт	ДБН-2-92			
	Конструкції збірні		100 шт.	100	1
	Розчин цементний М100		м ³	7,14	0,07
	Електроди Э42		т	0,04	0,0004

3.6 Вибір транспортних засобів і розрахунок їх потреби

Розрахунок потреби транспортних засобів.

При монтажі «зі складу» потрібне число транспортних одиниць:

$$N = \frac{P}{n_{\text{э}} \cdot n_{\text{см}}}$$

де P – маса всіх конструкцій даного виду;

$n_{\text{э}}$ – маса всіх конструкцій даного виду;

$n_{\text{см}}$ – кількість змін.

$$n_{\text{см}} = \frac{t_{\text{см}} \cdot P_{\text{к}} \cdot k_{\text{в}}}{\left(t_1 + \frac{2S}{V_{\text{сп}}} + t_2 \right)}$$

де $t_{\text{см}} = 8$ ч, час зміни;

$P_{\text{к}}$ – маса конструкцій привезених за один рейс;

t_1 – час навантаження на заводі;

t_2 – час навантаження на заводі;

S – шлях транспортування, км;

$V_{\text{сп}}$ – середня швидкість;

$k_{\text{в}}$ – коефіцієнт використання часу ($k_{\text{в}} = 0,8$).

1. для монтажу ригелів:

$$n_{\text{см}} = \frac{t_{\text{см}} \cdot P_{\text{к}} \cdot k_{\text{в}}}{\left(t_1 + \frac{2S}{V_{\text{сп}}} + t_2 \right)} = \frac{8 \cdot 10,16 \cdot 0,8}{0,145 + \frac{2 \cdot 5}{35} + 0,145} = 112,9 \text{ м/см}$$

$$N = \frac{P}{n_{\text{э}} \cdot n_{\text{см}}} = \frac{293,74}{112,9 \cdot 2} = 1,3$$

Приймаємо 2 машини.

2. для монтажу колон:

$$n_{cm} = \frac{t_{cm} \cdot P_k \cdot k_g}{\left(t_1 + \frac{2S}{V_{cp}} + t_2 \right)} = \frac{8 \cdot 8,6 \cdot 0,8}{0,145 + \frac{2 \cdot 5}{35} + 0,145} = 95,6 \text{ м/см}$$

$$N = \frac{P}{n_3 \cdot n_{cm}} = \frac{246,4}{95,6 \cdot 2} = 1,29$$

Приймаємо 2 машини.

3. для монтажу плит перекриття:

$$n_{cm} = \frac{t_{cm} \cdot P_k \cdot k_g}{\left(t_1 + \frac{2S}{V_{cp}} + t_2 \right)} = \frac{8 \cdot 13,8 \cdot 0,8}{0,145 + \frac{2 \cdot 10}{35} + 0,145} = 152,3 \text{ м/см}$$

$$N = \frac{P}{n_3 \cdot n_{cm}} = \frac{671,2}{152,3 \cdot 2} = 2,2$$

Приймаємо 3 машини.

Таблиця 3.6 – Потреба в машинах, інструментах і інвентарі

№	Найменування	Тип	Марка	Кількість	Технологічні характеристики
1	2	3	4	5	6
1	Будівельний кран	Башенный	МСК-10-20	1	Q = 7т, L = 25м
2	Балковоз	МАЗ	504А	1	Q = 12т
3	Панелевоз	МАЗ	504А	6	Q = 12т
4	Плитовоз	КаМАЗ	5410	4	Q = 14т
5	Зварювальний апарат	Пост. ток	131	1	P = 20кВт
6	Установка пневмобетонна	ЦмиОМТП	ТД-300	1	П = 4м ³ /час
7	Анкерний захоплювач	Винтовой	P4327-40	1	
8	Захоплювач петлевий	–		1	Q = 3т
9	Строп 4-х гілковий	ЦмиОМТП	P4.326	1	Q = 10т
10	Будка геометрична	–		1	
11	Ролик затравщик ущільнювача	ЦмиОМТП	4223-45	1	
12	Пневмошприц	–	395-300.00	1	
13	Електрогерметизатор	–		1	
14	Термостат	–		1	
15	Росшивка	–		4	
16	Газовий пальник з балоном і редуктором	–		1	

17	Вібратор	–		1	∅ наконечника 36мм
18	Вібробункер	–		1	
19	Підмостки каркасно-панельні	–		4	
20	Майданчик для зварювання та монтажу	–		2	
22	Столик-драбина	–		2	
23	Люлька навісна	–		1	
24	Ящик для розчину	–		2	
25	Лопата розшивна	–		3	
26	Лом монтажний	–		6	
27	Кувалда	–		6	
28	Молоток	–		2	
29	Сходи дерев'яні	–		1	
30	Бункер	–		2	
31	Щітка сталева	–		2	
32	Скребок металевий	–		8	
33	Фарба будівельна	–		18	
1	2	3	4	5	6
34	Огорожа отвору ліфтової шахти	–		2	
35	Кирка	–		6	

3.7 Мережевий операційний контроль

Операції що підлягають контролю	Приймання панелей перекриття і їх складування	Перевірка підстави, опорних конструкцій і закладних деталей	Монтаж панелей	Замонолічування стиків
Склад контролю	Відсутність деформацій ушкоджень проєктних розміри, правильність розташування борозен, монтажних петель, закладних деталей, правильність закладених поверхонь	Відповідність проєкту відміток, положення в плані підстав, розміри опорних площадок.	Якість розчину під укладку плит, правильність розташування плит	Армування стиків, очищення і зволоження швів, відповідність марки розчину проєкту

Спосіб контролю, як і чим проводиться	Візуально, за допомогою сталевих рулеток і метра.	Інструментальна перевірка із застосуванням схеми положення в натурі опор і основ	Візуально, паспортні дані розчину перевіряються лабораторними методами	Візуально, марка бетону лабораторними випробуваннями
Хто перевіряє терміни контролю	Майстер до початку монтажу	Прораб до монтажу панелей перекриття	Майстер в процесі монтажу	Майстер в процесі замонолічування

3.8 Техніко-економічні показники

На основі розрахованих показників проекту виробництва будівельно-монтажних робіт, визначаємо наступні техніко-економічні показники:

Витрати праці на монтаж 1 т збірних конструкцій:

$$T_p = \frac{\sum Q_i}{\sum P_i} = \frac{88,705}{327,8} = 0,271 \text{ чел-дн/т},$$

де $\sum Q_i$ – общая трудоемкость, чюд-зм (табл. 6.4);

$\sum P_i$ – маса всіх елементів, т.

Витрати машинного часу на монтаж 1 т збірних конструкцій:

$$t_{MC} = \frac{\sum t_i}{\sum P_i} = \frac{28,68}{327,8} = 0,09 \text{ маш-ч/т},$$

$$\sum t_i = 8 \cdot 3,585 = 28,68 \text{ маш-ч}.$$

Повна трудомісткість монтажу:

$$T_0 = 88,705 \text{ чел-см}.$$

Виробіток на одного робітника в зміну:

$$V_p = \frac{\sum P_i}{T_0} = \frac{327,8}{88,705} = 3,69 \text{ т/чел-см}.$$

3.9 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.9.1 Календарний план

Календарний план виконання робіт по об'єкту в вигляді лінійної діаграми призначений для визначення послідовності і термінів виконання загальнобудівельних, спеціальних і монтажних робіт, що здійснюються при зведенні об'єкту. Ці терміни встановлюють в результаті раціональної ув'язки термінів виконання окремих видів робіт, обліку складу і кількості основних ресурсів, в першу чергу робочих бригад і провідних механізмів, а також специфічних умов району будівництва. За календарним планом розраховують в часі потреба в трудових і матеріально-технічних ресурсах, а також терміни поставок всіх видів устаткування.

Порядок розробки календарного плану наступний: 1) складають перелік (номенклатуру) робіт; 2) відповідно до якого за кожним видом робіт визначають їх обсяги; 3) виробляють вибір методів виробництва основних робіт і провідних машин; 4) розраховують нормативну машино- і трудомісткість; 5) визначають склад бригад і ланок; 6) виявляють технологічну послідовність виконання робіт; 7) встановлюють змінність робіт; 8) визначають тривалість окремих робіт і їх поєднання між собою; одночасно коректують за цими даними число виконавців і змінність; 9) зіставляють розрахункову тривалість з нормативної і вводять необхідні корективи; 10) на основі виконаного плану розробляють графіки потреби в ресурсах і їх забезпечення.

Вихідними даними для складання календарних планів, що розробляються на основі ПОС, є: будівельна, кошторисна і інші частини технічного проекту, в тому числі окремі розділи ПОС, розроблені до складання календарного плану - відомості обсягів робіт, розрахунки необхідних ресурсів, організаційно-технологічні схеми зведення будівельно-монтажних робіт; нормативні або встановлені терміни будівництва об'єкта комплексу і його частин; документація досліджень, в тому числі дані, що характеризують можливості підрядних організацій і матеріально-технічної бази будівництва.

Обсяги робіт визначають за робочими кресленнями і кошторисами. Вибірка обсягів з кошторисів менш трудомістка, але так як в кошторисах немає членування обсягів по захваткам, доводиться по від діловим робіт користуватися безпосередньо робочими кресленнями і специфікаціями до них, контролюючи правильність розрахунків за кошторисами. Обсяги робіт слід висловлювати в одиницях, при-зайнятих в Єдиних нормах і розцінках (ЕНіР). Обсяги спеціальних робіт визначають у вартісному вираженні (за кошторисом) і випадку, коли їх праце-ємності розраховують по виробленню, а при використанні укрупнених показників - у відповідних їм вимірі. На підставі визначених обсягів робіт розраховуються трудовитрати і кількість машиномен при зведенні будівлі.

Трудомісткість спеціальних робіт і робіт підготовчого періоду приймається в певному процентному відношенні до трудомісткості відповідно основних будівельно-монтажних робіт на будівельному майданчику.

Відомість підрахунку обсягів робіт представлена в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Відомість підрахунку обсягів робіт

Найменування робіт	Од.вим.	Кількість	
		на ділян- ку	на будівлю
1	2	3	4
<i>Підземна частина будівлі</i>			
1. Разработка грунта в котловане экскаватором	100м ³	-	11,23
2. Доработка грунта вручную	100м ³	-	0,74
3. Устройство свайного фундамента	100м ³	-	1,92
4. Устройство монолитной плиты ростверка	100м ³	-	1,03
5. Монтаж сборного башмака под колонны	шт.	-	76
6. Монтаж колонн в стакан фундамента	шт.	-	76
7. Устройство блоков стен подвала	100м ³	-	2,6
8. Гидроизоляция подвала	100м ²	-	4,3
9. Монтаж ригелей	шт.	-	53
10. Обратная засыпка пазух	100м ³	-	2,17
11. Монтаж лестничных маршей и площадок	шт.	-	6
<i>Надземна частина будівлі</i>			
12. Монтаж колон	шт.	250	709

13. Вкладання ригелів	шт.	190	496
14. Установка об'ємних блоків ліфтових шахт	шт.	10	28
15. Установка панелей (діафрагм жорсткості)	шт.	30	84
16. Установка сходових маршів і майданчиків	шт.	40	112
17. Вкладання плит перекриття	шт.	610	1760
18. Кладка зовнішніх цегляних стін з монтажем перемичок	м ³	-	3077
19. Установка балконних плит	шт.	48	134
20. Кладка внутрішніх стін	м ³	-	960
<i>Покрівельні і оздоблювальні роботи</i>			
21. Пристрій рулонної покрівлі	100м ²	-	15,9
22. Заповнення дверних прорізів	100м ²	-	17,28
23. Установка блоків віконних з палітурками	100м ²	-	8,78
24. Влаштування підлоги	100м ²	-	12,95
25. Штукатурні та облицювальні роботи	100м ²	-	84,2
26. Оздоблення фасаду	100м ²	-	61,6
27. Інші невраховані роботи	10% от суми СМР п.1-26		
<i>Спеціальні роботи</i>			
Внутрішні санітарно-технічні роботи	10% в т.ч. (підземна частина 4-5%) от СМР		
Внутрішні електромонтажні роботи	7% в т.ч. (підземна частина 1-2%) от СМР		
Внутрішні електромонтажні роботи	2% в т.ч. (підземна частина 0,5-1%) от СМР		
Благоустрій території	6% от СМР		
Роботи підготовчого періоду	12% от СМР		
Здача об'єкту	0,9% от СМР		

- Розробку визначення витрат праці та кількості машиномен ведемо наступним чином:
 - визначаємо перелік комплексів робіт, виконуваних в підготовчий період і перелік об'єктних потоків основного періоду забудови;
 - розраховуємо обсяги робіт і їх трудомісткість, тривалість
 - і кошторисну вартість по кожному потоку;
 - встановлюємо технологічну послідовність потоків;
- підготовчого, основного періодів і випередження прокладки інженерних комунікацій по відношенню до водних потоків зведення основних (житлових) об'єктів;

- розраховуємо інтенсивність комплексного, об'єктних і спеціалізованих потоків і визначаємо необхідну кількість паралельних потоків;
- встановлюємо тривалість кожного об'єктного потоку в цілому по трьом циклам: нульовий (підземний), надземний (монтажний) і обробний.
- намічаємо календарні терміни здійснення кожного об'єктного потоку;
- визначаємо необхідні ресурси по кожному періоду.

Розрахунок ведемо в табличній формі і результати заносимо в таблицю 7.2.

Тривалість робіт, що виконуються із застосуванням основних будівельних машин, визначають на підставі загальної кількості машинозмін, прийнятого кількості машин і числа змін їх роботи в добу. Тривалість робіт, що виконуються вручну, визначають на підставі загальних трудовитрат і кількості робочих на даній роботі. Тривалість спеціалізованих робіт з благоустрою території визначають виходячи з їх трудомісткості і оптимальних термінів виконання.

Складання графіка (права частина) слід починати з провідні роботи або процесу, від якого у значній мірі залежить загальна тривалість будівництва об'єкта. Співставивши з нормативом, можна при необхідності скоротити тривалість ведучого процесу, збільшуючи змінність і число механізмів при механізованих роботах або число виконавців на роботах, які виконуються вручну. Залежно від періоду, на який розрахований графік, і складності об'єкта може бути декілька провідних процесів.

Терміни інших процесів прив'язують до ведучого. Причому за характером планування все незнаючим процеси можна розділити на дві групи: 1- виконувани поточно (як правило, в рівному або кратному ритмі з провідним потоком) або 2 виконуються поза потоком.

У першій групі процесів аргументом є час - тривалість ведучого процесу, а число виконавців - є похідним (частка від поділу трудомісткості на тривалість). Так проектується на будівництві житлових і громадських будівель сантехнічні, електромонтажні, столярно-теслярські, штукатурні та інші роботи. Тут залишається прив'язати термін початку роботи того чи іншого спеціалізованого потоку по відношенню до ведучого, тобто встановити, з відставанням на скільки захваток слід починати наступний процес. Рішення

знаходиться між мінімумом, який визначається міркуваннями техніки безпеки, і максимумом, що допускаються встановленими термінами будівництва об'єкта.

Тривалість процесів, які виконуються поза потоком, призначається в межах технологічно обумовлених для них періодів робіт, з урахуванням загальних термінів будівництва об'єкта.

Для оцінки календарного плану існує система техніко-економічних показників, до складу яких поряд із загальними для всіх видів будівництва входять показники, що відображають специфіку того чи іншого будинку чи споруди, а також місцеві умови. Базою порівняння служать норми, встановлені завдання, аналогічний проект, а при розробці календарного плану в декількох варіантах - порівняння їх між собою.

Основним показником для оцінки є результат зіставлення тривалості будівництва за розробленим календарним планом з діючими нормами. При цьому аналізується не тільки загальна тривалість, але його складові: терміни підготовчих робіт, здавання під монтаж, тривалість монтажу і ін. В житловому будівництві порівнюють окремо тривалості робіт нульового циклу і надземної частини. При скороченні тривалості будівництва розраховують суму економічного ефекту від дострокового введення об'єкта в експлуатацію.

Календарні плани характеризуються також показниками трудомісткості загальної і питомої (в люд.-дн. на 1 м^2 корисної або житлової площі, на 1 м^3 будівлі, 1 м^2 дороги і т. П.). Показник трудомісткості служить для визначення вироблення робочого. Вироблення розраховується або шляхом ділення вартості СМР, що підлягають виконанню, на трудомісткість їх виконання, і тоді показник має грошовий вираз (грн. на 1 люд. Дн.), або розподілом фізичних обсягів робіт на трудомісткість, і тоді вироблення виходить в натуральному вираженні (1 м^2 площі, 1 м^3 конструкцій, 1 м^3 будівель і т. п. на 1 чол. дн. або на 1 робітника в рік і ін.).

Календарні плани характеризуються також Показники трудомісткості Загальної и пітомої (в чол. дн. на 1 м^2 Корисної або житлової площі, на 1 м^3 Будівлі, 1 м^2 дороги і т. п). Показник трудомісткості служити для визначення

Вироблення РОбочий. Вироблення розраховується або Шляхом ділення вар-тості СМР, що підлягають Виконання, на трудомісткість їх Виконання, і тоді Показник має грошовий виразі (грн. на 1 чол. дн.), або розподілом фізичних обсягів робіт на трудомісткість, и тоді Вироблення виходом в натуральному вираженні (1 м² площаді, 1 м³ конструкцій, 1 м³ будівель і т. п. на 1 чол. дн. або на 1 робітника в рік і ін.).

Таблиця 3.3 – Техніко-економічні показники

Тривалість будівництва	242 дн.
Загальна трудомісткість	5648,24 чол-дн.
Максимальна чисельність робітників	34 чол.
Максимальна чисельність робітників	23 чол.
Коефіцієнт нерівномірності зміни кількості робочих	1,46

3.10 Будівельний генеральний план

Будгенплан - це план проектного об'єкта, на якому показано розташування споруджуваного або реконструюється постійного будівлі або споруди, розстановка основних монтажних і вантажопідіймальних механізмів, тимчасових будівель, споруд і установок, що зводяться і використовуваних в період будівництва.

Будгенплан визначає склад і розміщення об'єктів будівельного господарства з метою максимальної ефективності їх використання і з урахуванням дотримання вимог охорони праці. Будгенплан - найважливіша складова частина технічної документації і основний документ, який регламентує організацію майданчика і обсяги тимчасового будівництва.

Порядок проектування: 1) на основі календарного плану будівництва визначають потребу в трудових енергетичних і інших матеріально-технічних ресурсах по етапах; 2) на основі розрахунку потреби в ресурсах визначають види і обсяги тимчасових будівель, установок і споруд; 3) на генплані ділянки, виконаному на геопідоснові що містить існуючі і проектовані будівлі і споруди, показують межі будівельного майданчика. При будівництві в кілька черг деякі

будівлі і споруди, що використовуються в період будівництва, виділяють особливо; 4) виробляють розміщення (прив'язку) елементів тимчасового будівельного господарства.

При проектуванні будгенплану спочатку прив'язують монтажні механізми, приоб'єктні склади і дороги. Тісний взаємозв'язок цих елементів між собою і багатоваріантність можливого рішення обумовлюють необхідність розміщувати їх на плані одночасно. Після цього слід продумати дислокацію механізованих установок, які обслуговують будівництво в цілому, і розмістити майданчики укрупненого. Потім необхідно визначити розміщення тимчасових будівель і споруд із зазначенням їх розмірів, прив'язок, розривів між ними.

На будгенплані виділяють постійні проектовані будівлі і споруди (дороги, інженерні мережі тощо), що зводяться в підготовчий період і використовуються в процесі будівництва, показують розміщення све-тільників для освітлення доріг (через 40-50 м), прожекторів (через 150 -200 м), пожежних гідрантів на мережі водопроводу (через 90-100 м).

Рішення будгенплану повинні передбачати раціональне розміщення монтажних механізмів, установок для виробництва бетону та розчинів, складів, майданчиків укрупненого; забезпечувати найбільш повне задоволення побутових потреб будівельників (продуманий підбір і розміщення побутових приміщень і пішохідних шляхів); відповідати вимогам безпеки охорони навколишнього середовища, ефективного виконання засобів на тимчасове будівництво. Загальмайданчиковий будгенплан дає принципові рішення по організації будівництва на всьому майданчику і виконується проектною організацією на стадії проекту або робочої документації в складі ПОС. Він розробляється на будівництво комплексу (промислового, цивільного, сільськогосподарського) або на окремі складні будівлі або споруди. При одностадійному проектуванні (робочий проект) здійснюваному при прив'язці окремих нескладних будівель і споруд за типовими проектами загальмайданчиковий будгенплан не розробляється. Для обробки загальмайданчикового стройгенплану застосовуються дані генплану майданчики будівництва, геологічних, гідрологічних, інженерно - економічних досліджень, кошторис, зведений календарний план, розрахунки обсягів тимчасового будівництва та інші матеріали

ПОС. На будгенпланом поки-викликають планувальні позначки існуючих і проєктних будівель, споруд, насадження, мережі доріг і комунікації. Ці відомості в будгенплані дозволяють правильно вирішити питання відводу атмосферних вод, влаштування тимчасових доріг, встановити необхідний обсяг і місця приєднання тимчасових мереж до джерел живлення.

Заключним етапом розробки будгенплану є определяніе техніко-економічні показників: довжина і вартість внутрішньомайданчикових інвентарних і тимчасових доріг і інженерних мереж; вартість підсобних будівель та споруд і її питома вага в загальній кошторисній вартості, витрати на експлуатацію підсобно-допоміжного та обслуговуючого господарства, споруд і установок; вартість будівельно-монтажних робіт і заходів по організації будівельного майданчика.

Будгенплан викреслюють, як правило, в масштабі 1: 200; 1: 500, на кресленні наводять експлікацію будівель і споруд, умовні позначення, техніко-економічні показники будгенплану. До будгенплану складається пояснювальна записка, яка містить:

- розрахунок потреби в електроенергії, воді, парі, кисні, стислому повітрі;
- рішення по влаштуванню тимчасового освітлення будівельного майданчика і робочих місць;
- перелік тимчасових і інвентарних будівель і споруд з розрахунком потреби і прив'язкою їх до ділянок будівельного майданчика

Розміщення загальномайданчикових і приоб'єктних складів відкритого і закритого зберігання матеріалів, виробів і конструкцій виробляють з урахуванням тимчасових і постійних (без верхнього покриття) доріг. Ширина відкритого складу не повинна перевищувати 10 м, а довжина його не повинна бути менше 15 м, що визначається вантажно-розвантажувальних фронтом і параметрами автотранспорту. У відкритих складах передбачають поздовжні проходи шириною не менше 0,7 м і поперечні проходи через 25-30 м.

На будівельному генеральному плані визначаються необхідні запаси складованих матеріалів, встановлюються способи зберігання будівельних конструкцій, розраховуються площі за видами зберігання, визначаються типи окладів; розміщуються і прив'язуються складу на майданчику, розміщуються деталі і вироби.

Кількість матеріалів, що підлягають зберіганню, на складах $P_{скл}$ розраховують за формулою:

$$P_{скл} = \frac{Q_{заг} \cdot T_n \cdot k_1 \cdot k_2}{T \cdot q}$$

$Q_{заг}$ – кількість матеріалів і конструкцій, необхідних для виконання плану будівництва на розрахунковий період;

T - тривалість розрахункового періоду, дн;

T_n – норма запасів матеріалів;

k_1 - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів (1,1 для залізничного та автомобільного транспорту);

k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів (1,3);

q – норма складування матеріалів на 1 м^2 площі складу з урахуванням проходів та проїздів.

Площа складу залежить від виду матеріалів, способу і кількості їх зберігання. Приоб'єктні склади розміщуються таким чином, щоб вони не заважали в процесі виробництва робіт технологічним переміщенням будівельних машин, прокладанні підземних комунікацій.

Тимчасові внутрішньобудівельні дороги не слід розміщувати в непосредній близькості до підлягає прокладці або вже проведеним комунікацій, а також над підземними інженерними мережами. Ширина доріг при односторонньому русі приймається 3,5 м, двосторонньому - 6 м і при мінімальному радіусі їх заокруглення 12 м. Для застосування важких машин (МАЗ-525, БелАЗ-540 і т.п.) ширина проїжджої частини збільшується до 8 м.

Площа складів закритого до напівзакритого типів визначають за укрупненими показниками на 1 млн. грн. річного обсягу С.М.Р.

Таблиця 3.4 – Розрахунок площ відкритих складів

Види матеріалів, виробів і конструкцій	Од. вим.	$Q_{заг}$	T	T_n	k_1	k_2	q	$P_{скл}, \text{ м}^2$	Вид Складу
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Збірні залізобетонні конструкції	м^3	3120	242	10	1,1	1,3	2	92,2	Відкритий склад
Цегла керамічна і силікатна	м^3	4037	242	10	1,1	1,3	2,5	95,4	Відкритий склад

Тимчасові будівлі і споруди, як правило, розміщуються на ділянках, що не підлягають забудові постійними будівлями, на вільних територіях, поблизу в'їздів на будмайданчик, з дотриманням протипожежних норм (розриви близько 3м), поза небезпечних зон від об'єктів, що будуються і баштових кранів, на відстані не більше 500 м від робочих місць. До них відносяться надземні підсобно - допоміжні та обслуговуючі приміщення, необхідні для забезпечення виконання будівельно-монтажних робіт, які споруджують на період будівництва.

Адміністративні приміщення рекомендується розташовувати ближче до споруджуваного об'єкта, а побутові - ближче до входу на будмайданчик, але не ближче 50 м від джерел пилу, шкідливих парів і газів.

Приміщення для обігріву робітників слід встановлювати на відстані не далі 150 м від робочих місць, пункти харчування - не далі 500 м, медпункти не далі 800 м, блокуючи їх по можливості з побутовітки, туалети - не далі 100 м. Медпункти розташовуються поруч з побутовими приміщеннями.

На майданчику повинні бути передбачені місця для відпочинку, щити з протипожежним інвентарем тощо.

Для розробки будгенплану попередньо виконується наступна робота:

- визначається потреба в санітарно-побутових, службових і громадських приміщеннях;
- розраховується потреба в складських площах для відкритого зберігання матеріалів і устаткування;
- виявляється потреба в площах складів для закритого зберігання матеріалів;
- визначається потреби у воді для побутових, виробничих потреб та пожежогасіння;
- встановлюється необхідна електрична потужність і здійснюється вибір трансформатора.

Потреба в службових і санітарно - побутових приміщеннях визначається виходячи із загальної кількості працюючих на будмайданчику в першу зміну і

нормативів площі. Число працівників визначає за даними календарного плану і графіка руху робітників.

Обсяги тимчасового будівництва розраховують окремо для визначення потреби в адміністративних і санітарно-побутових будівлях, що зводяться безпосередньо на будівельному майданчику.

Потреба будівництва в адміністративних і санітарно-побутових будівлях визначають з розрахункової чисельності персоналу. Число працівників визначають на стадії ПОС через вироблення або за укрупненими показниками, а на стадії ППР виходячи з календарних планів (або мережевих графіка) і графіків руху робочої сили.

Питома вага різних категорій працюючих (робітників, ІТП, службовців, МОП, охорони) визначають залежно від показників конкретної будівельної галузі. Для орієнтовних розрахунків можна користуватися такими даними: робочі - 85%, ІТП і службовці - 12, МОП та охорона - 3; в тому числі в першу зміну робітників - 70, інші категорії - 80%.

Розрахунок площ санітарно-побутових приміщень виробляють по етапах будівництва з урахуванням динаміки руху робочої сили на кожному етапі. Комплекс приміщень повинен бути розрахований на всіх робочих, зайнятих в будівництві, включаючи спецподрядні і налагоджувальні організації.

Площі побутових приміщень приймають по розрахунковим нормам. Слід мати на увазі, що норми регламентують мінімальну потребу в площі. При переході від розрахункових показників до вибору конкретних проектів тимчасових приміщень можуть бути виявлені значні розбіжності в бік завищення площ.

Максимальна чисельність робітників на будмайданчику згідно з календарним планом дорівнює 34 особам. У загальній кількості працюючих робочі со-ють 85%. Усього працюючих: $(34 \cdot 100) / 85 = 29$ чоловік; в тому числі: ІТП і службовці -12% - 4 людини. Обліковий склад робітників: чоловіки - 80%, жінки - 20%.

Площа тимчасових будівель різного призначення визначаємо за формулою:

$$F = n \cdot P_p,$$

де n – нормативний показник площі будівель, $m^2/чол.$

P_p - розрахункова чисельність працівників.

Таблиця 3.5 – Розрахунок площ тимчасових будівель і споруд

Найменування тимчасових будівель	Од. вим.	Нормативний показник	Розрахункова чисельність працівників	Площа, m^2		Розміри в плані
				Розрахункова	Прийнята	
Службові приміщення						
Прорабська	m^2	24 на 5 чол.	20	96	108	18x6
Диспетчерська	m^2	7 на чол.	4	28	36	12x3
Кабінет з техніки безпеки	m^2	20 m^2 на 100 чол.	20	4	6,72	2,4x2,8
Санітарно - побутові приміщення						
Вбиральня	$m^2/чол$	7 m^2 на 10 чол	29	20,3	24,3	9x2,7
Душові	$m^2/чол$	5,4 m^2 на 10 чол	20	10,8	15	5x3
Умивальна	$m^2/чол$	2 m^2 на 10 чол	20	4	6,72	2,4x2,8
Приміщення для обігріву та прийому їжі	$m^2/чол$	10 m^2 на 10 чол	20	20	24,3	9x2,7
Приміщення для сушіння одягу і взуття	$m^2/чол$	0,2	20	4	6,72	2,4x2,8
Туалет	$m^2/чол$	1 m^2 на 10 чол	20	2	3,75	2,5x1,5

Прив'язка баштових кранів при проектуванні будгенплану необхідна для виявлення можливості монтажу обраних механізмів і безпеки умов робіт.

Прив'язка механізму виконується в наступному порядку:

- визначають розрахункові параметри і підбирають кран;
- виконують поперечну і подовжню прив'язку крана і підкранових колій з уточненням конструкції останніх;
- встановлюють зони дії крана;
- виявляють умови роботи і при необхідності вводять обмеження в зону дії крана.

Небезпечні зони від баштових кранів не повинні перекривати експлуатовані магістральні проїзди. З метою виключення знаходження експлуатованих об'єктів і магістралей в небезпечних зонах рекомендується застосовувати обмежувачі руху баштових кранів (ОДК): повороту стріли; вильоту гака; пересування крана по рейках; висоти підйому гака.

Зазначені обмежувачі функцій кранів працюють в програмному режимі. Вони дозволяють також забезпечити безпечну роботу кранів, робочі зони яких взаємно перетинаються. Для вибору крана проводять техніко-економічне порівняння варіантів, а потім здійснюють горизонтальну і вертикальну прив'язку.

Відстань від осі підкранових колій до зовнішньої межі будівлі, що будується (поперечна прив'язка) визначають за формулою:

$$B = 0,5 \cdot b_k + 0,5 \cdot l_{шп} + 0,2 + l_{\sigma} + l_{без},$$

b_k – ширина колії крана, м

$l_{шп}$ – довжина шпали, м

0,2 – мінімально допустима відстань від кінця шпали до краю укосу баластної призми, м.

l_{σ} – довжина укосу баластної призми, м.

$l_{без}$ – безпечна відстань (0,7 м).

Для визначення крайніх стоянок послідовно проводять зарубки на осі пересування крана. Крайні зарубки визначають положення центра крана в крайньому положенні і показують положення найважчих елементів.

За знайденими крайнім стоянками крана визначають довжину підкранових колій.

$$L_{п.п.} = l_{кр} + H_{кр} + 2 \cdot l_{торм} + 2 \cdot l_{туп},$$

або приблизно

$$L_{п.п.} \geq l_{кр} + H_{кр} + 4,$$

$L_{п.п.}$ – довжина підкранових колій, м;

$l_{кр}$ – відстань між крайніми стоянками крана, м;

$H_{кр}$ – база крана, м;

$l_{торм}$ – величина гальмівного шляху крана (не менше 1,5 м);

$l_{туп}$ – відстань від кінця рейки до тупиків, рівне 0,5 м.

Яка визначається довжину підкранових колій коректують у бік збільшення з урахуванням кратності довжини полузвена, тобто 6,25 м. Мінімально допустима довжина підкранових колій становить дві ланки (25 м).

Прив'язку огорож підкранових колій виробляють, виходячи з необхідності дотримання безпечної відстані між конструкціями крана і огорожею.

Відстань від осі ближнього до огорожі рейки до огорожі $l_{п.п.}$ визначають за формулою:

$$l_{п.п.} = (R_{нов} - 0,5 \cdot b_k) + l_{без.},$$

b_k – ширина колії крана, м;

$l_{без}$ – приймають рівним 0,7 м

Для баштових кранів без поворотної частини $l_{без}$ витримується від бази крана. Крайні стоянки баштового крана повинні бути прив'язані до осей будівлі і позначені на будгенплані і місцевості добре видимі кранівнику і стропальникам орієнтирами.

Розрахунок потреби в електроенергії.

Розрахунок проводимо за формулою:

$$P_{тр} = \alpha \cdot (\sum K_M \cdot P_M / \cos \varphi_1 + \sum K_T \cdot P_T / \cos \varphi_2 + \sum K_{о.в.} \cdot P_{о.в.} + \sum K_{о.н.} \cdot P_{о.н.} + \sum K_{св.} \cdot P_{св.})$$

де α – коефіцієнт втрати потужності в мережі;

K – коефіцієнт попиту і одночасності роботи відповідних споживачів;

P_M – сума номінальних потужностей всіх встановлених в мережі електромоторів;

P_T – сума споживаної потужності технологічних споживачів;

$P_{о.в.}$ – сума споживаної потужності по внутрішньому освітленню;

$P_{о.н.}$ – сума споживаної потужності по зовнішньому освітленню;

$P_{св.}$ – сума споживаної потужності по зварювальних апаратах;

Потужність трансформаторної підстанції знаходимо за формулою:

$$N = P_{тр} / \eta, \text{ де } \eta = 0,9 - 0,95$$

Потужності використовуваних механізмів:

Люлька з електроприводом - 0,9 кВт

Лебідка електрична - 3 кВт

Цементорозмішувач ємністю 250 літрів - 5,5 кВт.

Растворонасос продуктивністю 4 м³ в год – 3 кВт.

Установка для набризку бетонної суміші продуктивністю 4 м³ в год – 3 кВт.

Орієнтовна потужність для освітлення:

Монтаж будівельних конструкцій і кам'яна кладка – 3Вт/м².

Головні проходи і проїзди – на 1 км 5кВт.

Загальне освітлення будівельного майданчика на 1 км 2,5 кВт.

Охоронне освітлення на 1 км 1,5 кВт.

Аварійне освітлення на 1 км 0,7 кВт.

Внутрішнє освітлення:

Адміністративні і побутові приміщення – 15 Вт на 1 м² освітлюваної поверхні

Оздоблювальні роботи – 15 Вт на 1 м².

Сантехніка – 9 Вт/м².

$\cos\varphi_1$ і $\cos\varphi_2 = 0,5 - 0,75$.

Коефіцієнти попиту:

Для розчинозмішувачів – 0,5-0,75.

Зварка – 0,45.

Технологічні споживачі – 0,3.

Освітлення зовнішнє – 1.

Освітлення внутрішнє – 0,8.

$$P_{mp} = \frac{1,1(0,6(3+3+3+0,9+5,5))}{0,6} + \frac{0,3(140+40)}{0,6} + 5,045 + 0,8 \cdot 26,44 + 0,45 \cdot 5 \cdot 2 = 150 \text{ кВт}$$

$$N = \frac{150}{0,9} = 166 \text{ кВт}$$

Розрахунок потреби у воді.

$$Q = N_{пр} + N_{хоз.б.} + N_{п.ож.}$$

$$N_{хоз.б.} = N_1 \cdot A_1 \cdot K_r / (n \cdot 3600) \quad (\text{л/сек})$$

N_1 – число працюючих

A_1 – витрата води на господарсько-питні потреби на 1-го робітника (25 літрів - з каналізацією)

K_r – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (3);

N – число часів в смену (8);

$$N_{\text{душ.}} = a \cdot N_3 / n \cdot 60,$$

a – норма витрати води на прийом душу однією людиною (30 літрів);

N_3 – число використовуючих душ (45 – 70%);

n – число хвилин (45).

$$N_{\text{пр}} = N \cdot A \cdot K_r / (n \cdot 3600),$$

N – кількість споживачів;

A – витрати води;

K_r – коефіцієнт годинної нерівномірності;

K_r для екскаватора - 1,1;

– для поливу, приготування розчину, бетону - 1,5;

- для автотранспорту - 1,5.

Питома витрата води на виробничі потреби:

Екскаватор на 1 машино-годину 10 - 15 літрів (120 л/см);

Приготування розчинів на 1 м³ суміші 200 - 300 літрів (300л/см);

Полив цегляної кладки на 1 тис. Цегли 200 літрів (1200л/см);

Штукатурні роботи на м² поверхні 7 - 8 літрів (630 л/см);

Малярські роботи на м² поверхні 0,5 – 1 літрів (95л/см);

Для автокрана 15 літрів (8 л/см).

$N_{\text{пож}}$ – витрата на пожежогасіння:

На обсяг будівлі 5000 м³ витрата води на пожежогасіння становлять 25л/сек.

Діаметр тимчасового водопроводу:

$$d = \sqrt{\frac{4Q_{\text{расч}}}{\pi v}},$$

де v – швидкість руху води приймаємо 0,9 м/сек;

$$N_{\text{хоз.б.}} = 27 \cdot 25 \cdot 3 / 8 \cdot 3600 = 0,07 \text{ (л/сек);}$$

$$N_{\text{душ.}} = 30 \cdot 16 / 45 \cdot 60 = 0,2 \text{ (л/сек);}$$

$$N_{\text{пр}} = (120 \cdot 1,1 + 9400 \cdot 1,5 + 300 \cdot 1,5 + 1200 \cdot 1,5 + 630 \cdot 1,5 + 95 \cdot 1,5 + 8 \cdot 1,1) / 8 \cdot 3600 = 0,61 \text{ (л/сек).}$$

$Q = 0,07+0,2+0,61+25+4=100,88$ (л/сек).

$$d = \sqrt{\frac{4Q_{расч}}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 100,88}{3,14 \cdot 0,9}} = 12 \text{ см.}$$

Приймаємо діаметр тимчасового водопроводу 150 мм (з запасом).

Склад підготовчих робіт залежить і від особливостей об'єкта - нове будівництво, розширення, реконструкція та ін.

До складу підготовчих робіт входять:

- інженерно-геологічні вишукування (інженерна оцінка ґрунтів і їх несучої здатності, визначення рівня ґрунтових вод на території будівельного майданчика);
- створення геодезичної розбивочної основи;
- розчищення і планування території;
- відведення поверхневих і ґрунтових вод;
- підготовка площі до будівництва та облаштування її.

Розчищення і планування території.

У комплекс робіт з розчищення території включаються:

- пересадка або захист зелених насаджень;
- розчищення майданчика від непотрібних дерев, кущів, корчування пнів;
- зняття родючого шару ґрунту;
- знесення або розбирання непотрібних будівель;
- від'єднання або перенесення з майданчика існуючих інженерних мереж;
- первісне планування будівельного майданчика.

При підготовці території будівельного майданчика нерідко виникає необхідність перенесення ліній зв'язку та електропередач, підземних комунікацій та інших споруд, що заважають виконанню робіт. Таке перенесення спочатку узгоджується і включається в проектну документацію, в процесі робіт здійснюється за погодженням і під наглядом відповідних організацій.

Відведення поверхневих і ґрунтових вод.

Роботи даного циклу включають в себе:

- облаштування нагірних і водовідвідних каналів, обвалування;

- відкритий і закритий дренаж;
- планування поверхні складських і монтажних майданчиків.

Відкритий дренаж застосовують при ґрунтах з малим коефіцієнтом фільтрації при необхідності зниження рівня ґрунтових вод на невелику глибину - близько 0,3 ... 0,4 м. Дренаж влаштовують у вигляді канав глибиною 0,5 ... 0,7 м, на дно яких укладають шар крупнозернистого піску, гравію або щебеню товщиною 10 ... 15 см.

Закритий дренаж - це зазвичай траншеї глибокого закладення з влаштуванням колодязів для ревізії системи і з ухилом в бік скидання води, що заповнюються дренируемой матеріалом (щебінь, гравій, крупний пісок). Зверху дренажна канава закривається місцевим ґрунтом.

При влаштуванні більш ефективних дренажів на дно такої траншеї укладають перфоровані в бічних поверхнях труби - керамічні, бетонні, азбестоцементні діаметром 125 ... 300мм, іноді просто лотки.

Зазори труб не закладають, труби зверху засипають добре дренируючим матеріалом. Глибина дренажних канав 1,5 ... 2,0 м і шириною поверху 0,8 ... 1,0 м. Знизу під трубою часто укладаються щебенева основу товщиною до 0,3 м.

До позамайданчикових підготовчих робіт відносяться: будівництво під'їзних шляхів, ліній електропередач з трансформаторними підстанціями, мереж водопостачання з водозабірних споруд, каналізаційних колекторів з очисними спорудами, споруд виробничої бази та пристроїв зв'язку для управління будівництвом і ін.

Внутрішньомайданчикові підготовчі роботи передбачають: пристрій геодезичної розбивочної основи для будівництва і прокладання інженерних систем і доріг, зведення будівель, споруд; звільнення будівельного майданчика для виробництва СМР (знесення будівель, розчищення території, засипка котлованів і ін.), планування території, штучної вен-ве зниження УГВ, перекладку існуючих і прокладання нових інженерних мереж, влаштування постійних і тимчасових доріг, інвентарних тимчасових огорож будмайданчика з організацією виробничого, складського, допоміжного, побутового та громадського призначення; пристрій складських майданчиків і приміщень для матеріалів, конструкцій та обладнання; організацію зв'язку для оперативно-диспетчерського керування виконанням робіт; забезпечення

будмайданчика протипожежним водопостачанням та інвентарем, освітленням і засобами сигналізації.

Проектування мережі тимчасового електропостачання виконують в два етапи. Перш за все, необхідно знайти оптимальну точку розміщення джерела, яка збігається з центром навантажень, при цьому протяжність мереж, маса проводів і їх вартість будуть мінімальними. Після цього намічається трасування мережі. Відстань від джерела живлення до споживача не повинна перевищувати 200-250 м. Живлення освітлювальних і силових струмоприймачів здійснюється від загальних магістралей.

Системи тимчасового тепlopостачання, як правило, розраховані тільки на період будівництва і підлягають демонтажу після закінчення будівництва. До складу систем тимчасового тепlopостачання і кінцеві пристрої (опалювальні прилади, агрегати, бойлери, калорифери та ін.) Оптимальним варіантом подачі тепла є використання постійних теплотрас; якщо вони не готові, слід намітити таку трасування і конструкцію теплопроводів, яка б забезпечувала мінімальні витрати коштів і праці. Тимчасові тепломережі виконують, як правило, тупиковими Безканальні в траншеях з засипанням ізоляцією з фрещерного торфу, шлаку і т. П.

При проектуванні мережі тимчасового водопостачання необхідно враховувати можливість послідовного нарощування і перекладки трубопроводів у міру розвитку будівництва. Мережі тимчасового водопостачання влаштовують по кільцевій або тупикової схемою. Кільцева система із замкнутим контуром забезпечує безперебійну подачу води при можливих пошкодженнях на одній з ділянок, і є більш надійною. В даному випадку забезпечення будмайданчика водою, передбачається від існуючої водонапірної мережі. Тимчасова каналізація на будмайданчику влаштовується для відводу фекальних вод від тимчасових будівель. Стічні води відводяться в найближчий колодязь існуючої каналізаційної мережі. Тимчасові каналізаційні мережі виконують з пластикових труб, що підвищує їх надійність від електрохімічної корозії.

Техніко-економічними показниками будгенпланом при зіставленні варіантів можуть бути такі дані: а) питомі витрати на тимчасові будівлі і (споруди-

вартість будівельного господарства (в%) по відношенню до загальної кошторисної вартості. Цей показник порівнюється з кошторисним лімітом на ці витрати (1,5-12%) і з іншими варіантами лад-генплану; б) тривалість робіт по організації будівельного господарства в підготовчий період; в) обсяг і вартість витрат на тимчасові будівлі і споруди в цілому і по окремих видах будівництва (дороги, будівлі, мережі і т. д.) і робіт (транспортні, складські та т. п.), віднесені до 1 млн. руб. вартості будівельно-монтажних робіт або до 1 га території будівництва; г) трудомісткість робіт по організації тимчасового господарства за тими ж вимірами.

При оцінці будгенпланом використовують також архітектурно - планувальні показники: коефіцієнт забудови і коефіцієнт використання площі. Крім того, будгенплан повинен оцінюватися з точки зору ряду інших чинників, не охоплених системою загальноприйнятих показників. Наприклад, враховують найбільші відстані від побутових приміщень до робочих місць; відповідність прийнятої схеми руху зручностей роботи транспорту з точки зору зменшення кількості тупиків і перетинів і т. д.

Добре виконаний проект будгенплану в чималому ступені сприяє підвищенню продуктивності праці, скорочення термінів робіт і зниження вартості будівництва. Техніко-економічні показники будгенплану наведені в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6 – Техніко-економічні показники будгенплану

№ п/п	Найменування показника	Од. вим.	Кількість
1	Площа забудови	га	0,15
2	Питома вага тимчасових будівель споруд	%	3,0
3	Тимчасовий водопровід	м	164,6
4	Тимчасова каналізація	м	11
5	Тимчасова ел. мережа	м	336,3

4.1 Вступ

Сучасна історія застосування гвинтових паль налічує близько 200 років. У 1838 році інженер Олександр Мітчелл з Англії отримав позику на будівництво в зоні припливів-басейнів в районі Лондона освітлювальних споруд, запропонував наконечник палі зробити у вигляді гвинта.

У затоці Делавер (США) в 1850 р був побудований маяк за новою технологією. Фундамент для нього виконали з металевих труб з привареними елементами у вигляді гвинтових лопатей. Занурення труби в ґрунт здійснювалося за допомогою загвинчування. Ця технологія отримала широке застосування для будівництва сотні маяків на території США і застосовувалася протягом десятиліть.

Гвинтові палі постійно модернізувалися і в Англії, і в США, і в інших країнах світу. В СРСР гвинтові палі мало використовувалися, тільки при будівництві в умовах вічної мерзлоти, у військовому і в електромережевому будівництві.

Переваги гвинтових паль, в порівнянні з іншими видами фундаментів:

- низька трудомісткість;
- відсутність земляних робіт;
- можливість використання в умовах обмеженого простору, в безпосередній близькості від підземних комунікацій, в умовах щільної міської забудови;
- можливість проведення робіт на протязі всього року (в тому числі взимку);
- відсутність необхідності інженерної планування майданчика;
- можливість використання в зонах підтоплення;
- мінімальна негативний вплив на навколишнє середовище;
- простота повного демонтажу і як наслідок можливість використання як підстави тимчасових споруд.

Спираючись на переваги використання гвинтових паль, можна зробити висновок, що їх застосування є найбільш технічно і економічно доцільним варіантом для влаштування основ споруд і малоповерхових будівель.

Однак в даний час серед усього обсягу споруджуваних пальових фундаментів гвинтові палі становлять лише 3%. Через недостатність вивчення роботи даних паль обмежити сферу застосування даного виду основ. [2].

На вітчизняному ринку фундаментобудівництва представлена продукція компанії «BAU Group».

Гвинтові палі «BAU» являють собою патентований кований конусний корпус з трубної заготовки з приварений спіраллю.

Особливістю, характерною для паль «BAU», є застосування лопатей малих діаметрів з великою кількістю витків. Це дає можливість занурювати палі за допомогою спеціальних механізмів з невеликим крутними моментами або використовувати малогабаритне обладнання.

Проведення експериментальних і розрахунково-теоретичних досліджень з урахуванням особливостей ґрунтів регіонів вплине на більш широке застосування в практиці будівництва.

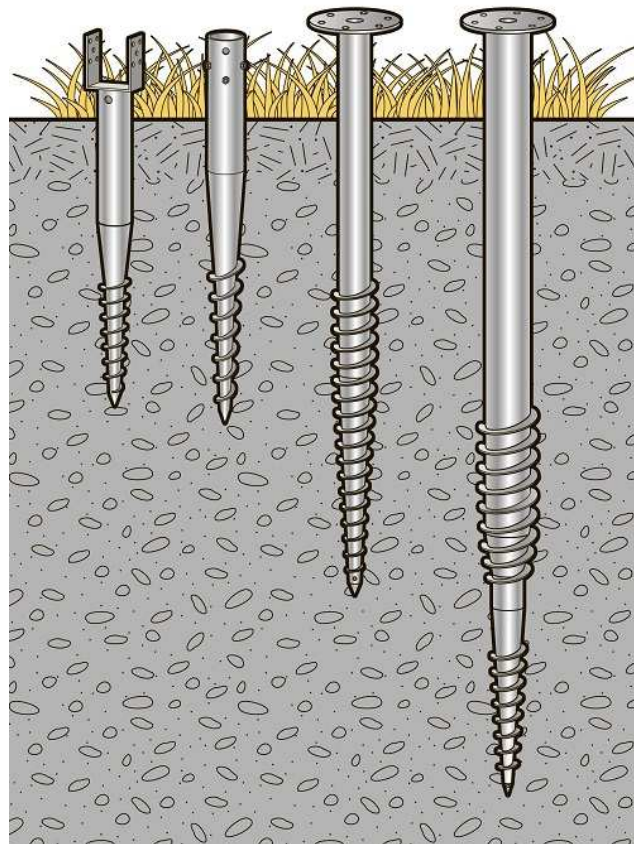


Рисунок 4.1 – різновиди паль “BAU”

4.2 Літературний огляд

Згідно СП 50-102-2003 «Проектування і пристрій пальових фундаментів», (далі СП) розрахункова несуча здатність гвинтових паль визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c [(\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1) A + u f_i (h-d)] \quad (1)$$

Для того щоб розрахувати несучу здатність гвинтових паль під впливом горизонтальних навантажень потрібно в формулу (1) ввести перехідний коефіцієнт вертикального навантаження в горизонтальне навантаження K_q .

$$F_d = K_q \gamma_c [(\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1) A + u f_i (h-d)], \quad (2)$$

Для кожного типорозміру гвинтової палі необхідно визначити свій перехідний коефіцієнт, це обумовлюється тим, що зі збільшенням глибини занурення палі несуча здатність на горизонтальне навантаження починає більшою мірою обмежуватися згинальною жорсткістю матеріалу палі. Зазначений факт знаходить своє відображення в роботі С. Н. Петухов, В. Н. Железков. Від характеру деформування горизонтально навантаженого пального фундаменту в ґрунті залежить його несуча здатність.

В даний час загальноприйнятою класифікацією паль за цією ознакою можна вважати наступний їх умовний поділ: короткі жорсткі, короткі гнучкі, довгі гнучкі. Фактор жорсткого защемлення голови палі в ростверк, призводить до зміни характеру їх роботи в ґрунті. Знаменський В. В. [23] проаналізував їх роботу у всіх трьох випадках.

При горизонтальному навантаженні коротка жорстка паля з вільним оголовком повертається в ґрунті без вигину. Ця ж паля за умови закладення оголовку в ростверк під дією горизонтального навантаження переміщається поступально. В цьому випадку горизонтальне переміщення оголовка палі, забитої в ростверк в порівнянні з оголовком палі вільно стоячої буде істотно менше (за даними В. Broms [60] в 3 і більше разів).

Горизонтально навантажені короткі гнучкі палі повертаються в ґрунті з вигином. При закладенні оголовка палі в ростверк цьому повороту буде перешкоджати зворотний момент в закладці і опір ґрунту. В результаті це призводить до зниження горизонтального переміщення цієї палі в порівнянні зі

палею з вільним оголовком за умови застосування до них однаковою горизонтального навантаження.

Деформації довгої гнучкої горизонтально навантаженої палі з вільним оголів'ям відбувається в результаті утворення пластичного шарніру на незначній глибині від поверхні ґрунту. Горизонтально навантажена довга паля з жорстким закладанням в ростверк втрачає несучу здатність при утворенні двох пластичних шарнірів, що перетворюють її в механізм: в місці жорсткого закладення і на деякій глибині від поверхні ґрунту. За даними В. Вroms [60], як у випадку коротких гнучких паль, виникає додатковий момент в місці жорсткого закладення, що призводить до зменшення в 2.6 рази горизонтального переміщення палі в порівнянні з вільно стоячою. Залежно від того до якого класу по гнучкості відноситься фундамент, буде обрана та чи інша розрахункова схема пального фундаменту і, відповідно, метод його розрахунку на перераховані вище види навантажень.

У міру проведення досліджень різних дослідників критерії, за якими роботу палі можна було б віднести до того чи іншого класу, зазнали значної зміна. Стосовно їх довжини до діаметру l/d

В. Г. Березанцев (1946 г.) [7] та ін. розділили палі на короткі жорсткі і довгі гнучкі. Паля вважалася короткою жорсткою при $l/d < 12$ і повертається в ґрунті, а при $l/d > 12$ – довгою гнучкою і згинається в ґрунті. Така класифікація є незадовільною так як не враховує деформаційні характеристики ґрунту і жорсткість поперечного перерізу палі.

Вважаємо за доцільне скористатися рекомендаціями В. В. Знам'янського [23], який проводив порівняльний аналіз методик класифікування і порівнював їх дані з результатами експериментальних випробувань паль.

Робота А.В. Філатова [54] присвячена дослідженню експериментальних епюр реактивного тиску ґрунту і переміщення паль при горизонтально діючих навантаженнях. Випробування проводилися в лабораторних умовах в піщаному ґрунті на палях різної конфігурації і жорсткості. За дослідженнями були зроблені наступні висновки:

1. При збільшенні навантаження на палю нульова точка, в якій змінюється знак епюри реактивного тиску ґрунту, зміщується в бік нижнього кінця палі.

2. Реактивні напруги ґрунту і горизонтальні зміщення верхнього кінця палі при однакових горизонтальних навантаженнях вище для паль з меншим значенням погонного жорсткості.

3. Характер роботи паль багато в чому залежить від їх жорсткості (робота по схемі коротка жорстка, коротка гнучка, довга гнучка паля).

4. Істотну частку в сумарному реактивному тиску ґрунту горизонтально навантаженої палі грають дотичні сили (сили тертя) по бічній поверхні паль. Розподіл цих сил нерівномірно по ширині палі.

5. Коефіцієнт постелі є нелінійна функція глибини занурення палі, горизонтального зусилля і діаметру палі.

Традиційні методи визначення модуля деформації ґрунту в горизонтальному напрямку E_n , як правило, засновані на введенні емпіричних поправочних коефіцієнтів до модуля деформації, отриманого для вертикального напрямку E_v . У більшості випадків ці коефіцієнти приймаються рівними 1. Стосовно до ґрунтів, для яких в природному стані характерна механічна анізотропія, такий підхід може бути пов'язаний з великими похибками. Для таких ґрунтів більш доцільно визначати модуль E_n безпосередньо в польових умовах.

Дослідження по визначенню модуля E_n проводились А.А. Плакс методом статичного зондування ґрунту [44]. Результат дослідження показав різну деформованість ґрунтів в горизонтальному і вертикальному напрямку. Облік експериментальних даних дозволить точніше визначати горизонтальні переміщення і кути повороту паль, а, отже, призначати більш економічні розміри фундаментів.

Дослідження впливу вертикального навантаження на горизонтальні переміщення і опір паль-колон горизонтальних навантажень розглянуті в роботі Н.В. Жукова и И.Л. Балова [22]. За відправну точку дослідницької роботи стало положення нормативно-технічно документів про принцип незалежності дії

вертикальних і горизонтальних сил. Однак теоретичні дослідження показали, що існує необхідність врахування взаємовпливу навантажень при розрахунку паль.

Проведення натурного експерименту з визначення взаємовпливу проводилося дослідниками на двох майданчиках. Основа першого майданчика була складена однорідними водонасиченими глинистими ґрунтами, другого - просадними твердої консистенції.

Аналіз отриманих результатів випробувань [22] показав, що вертикальне навантаження може як знижувати, так і збільшувати опір паль-колон горизонтальним навантаженням. У слабких ґрунтах під дією горизонтального навантаження паля коротка жорстка повертається в ґрунті щодо точки нульових прогинів. При цьому вертикальне навантаження створює додатковий згинальний момент.

Робота S. Narasimha and M. Dinakara "Дослідження роботи модельних гвинтових паль в зв'язаних ґрунтах" [65]

У цьому експериментальному дослідженні була зроблена спроба розробити гвинтові палі, які підходять для використання в зв'язаних ґрунтах. А також визначити вплив вологості ґрунту на несучу здатність гвинтової палі і вплив на несучу здатність розміру і частоти встановлення гвинтових лопатей.

4.3 Методика модельного експерименту

4.3.1 Мета проведення експерименту

- Розробка моделі та експериментально-теоретичних залежностей по порівняні несучої здатності гвинтової та набивної гладкої палі;
- Дослідження роботи і взаємодії системи «паля-ґрунтова основа» при комплексній дії на палю вертикального навантаження і згинального моменту.
- Внесення коригувань в методики розрахунку гвинтових паль на спільну дію вертикального навантаження і згинального моменту з урахуванням отриманих експериментальних даних.

4.3.2 Суть методу проведення експерименту

Для досягнення поставлених цілей в лабораторії був проведений масштабний експеримент по методу еквівалентних матеріалів, що дозволяє моделювати роботу пальових фундаментів з урахуванням основних вимог механічного і геометричного подоби.

Суть методу еквівалентних матеріалів, розробленого Г.Н. Кузнєцовим, стосовно до задачі моделювання системи «паля-грунт» полягає в наступному:

- грунт і палі виготовляють з штучно підібраних матеріалів з дотриманням геометричної подібності моделі фундаменту і природи;

- механічна схожість моделі і природи означає що матеріал моделі підбирається таким чином, щоб його фізико-механічні властивості знаходилися в певних співвідношеннях з фізико-механічними властивостями природи;

- необхідні співвідношення визначаються на підставі загального закону динамічної схожості з урахуванням одночасної дії сил тяжкості і внутрішніх напружень, при цьому множники схожості моделей ґрунту і палі повинні бути однаковими.

Дотримання зазначених умов призводить до того, що механічні процеси, що відбуваються в системі «паля-грунт» будуть розвиватися в формі близькій до натурних. Це дозволяє достовірно поширювати закономірності, виявлені в ході масштабного експерименту на роботу пальових фундаментів в натурних умовах.

При підборі матеріалів - еквівалентних для сипучих і пластичних ґрунтів можна в першому наближенні як визначальних характеристик користуватися сукупністю значень зчеплення C , і безрозмірним коефіцієнтом, де $\tan \varphi$ кут внутрішнього тертя матеріалу. Для забезпечення умов подібності процесів, що протікають в ґрунті, слід дотримуватись таких рівностей:

$$C_M = \frac{l}{L} \times \frac{\gamma_M}{\gamma_H} \times C_H$$

де $\tan \gamma_M = \tan \gamma_H$

$\frac{l}{L} = m_L$ – лінійний масштаб;

γ_M і γ_H - питома вага матеріалів моделі і природи;

C_m і C_n - зчеплення матеріалу моделі і реального ґрунту натури.

Остання рівність має мати місце, так як в подібних системах безрозмірні характеристики повинні бути рівні між собою.

4.3.3 Критерій вибору масштабу для проведення експерименту

1. Розмір частинок ґрунтової основи не повинен перевищувати розміру поверхні лопаті модельної гвинтовий палі.

2. Обладнання дозволяє встановити розмір ступені завантаження палі не менше 100г.

Виходячи з даних обмежень був обраний масштаб моделі 1:10. Модельні палі є масштабні копії натурних паль.

Гвинтові лопаті імітують різьбою з кроком 4 мм. Для випробувань прийняті три групи гвинтових паль завдовжки 300, 230, 200 мм., Що відповідає натурних паль завдовжки 2,0 метра. Рис. 2.1



Рисунок 4.2– Моделі багатовиткових гвинтових паль

Вертикальне зусилля на модельні багатовиткові гвинтові палі передавалося шляхом установки вантажів на оголовки паль. Співвідношення

прикладання навантаження була забезпечена шляхом закріплення вертикальних стрижнів в центр оголовка палі.

Горизонтальне зусилля передавалось через систему блоків, закріпленими з торців стенда і струн, безпосередньо пов'язаних з оголовками палі і підвісів, на які встановлювалися вантажі.

Гвинтові палі занурювалися в ґрунт закручуванням, з притисканням. Це пояснюється тим, що при протисканні гвинтової палі, ґрунт знаходиться між лопатями палі і по периметру палі втрачає несучу здатність, тим самим, вносить похибку в досліджувану модель. Палі-стержні (еталонні палі) заглиблювалися слабкими ударами - що імітувало роботу копра.

4.4 Результати модельного експерименту

На малюнку 4.3 наведено графік залежності навантаження при однаковому горизонтальному зміщенні для двох видів палі (гвинтова і гладка) однієї довжини, еквівалентній 2,0 м. Середнє значення несучої здатності гладкої модельної палі на основі 10 випробувань склало 2,78 кг. відхилення від середнього значення – 3,7%. Середнє значення несучої гвинтової модельної палі - 3,1 кг. Відхилення від середнього значення – 4,8%. За результатами модельних випробувань середнє значення несучої здатності гвинтової модельної палі більше на 35,8% відносно гладкої гвинтової модельної палі.

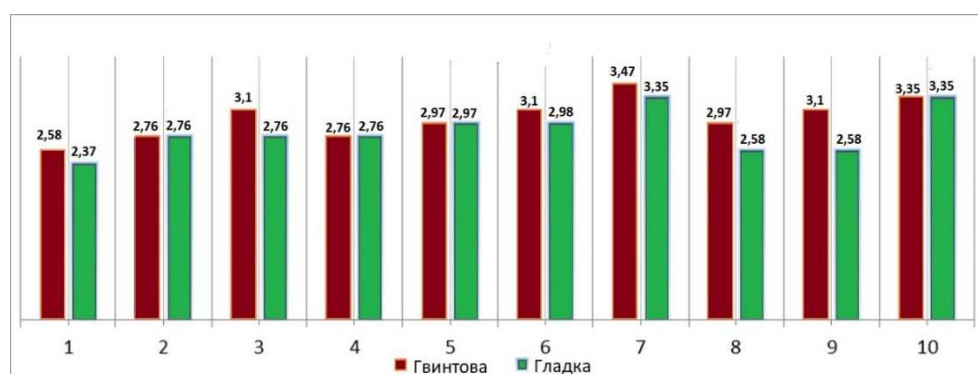


Рисунок 4.3 - Зведений графік несучої здатності пар палі (гвинтова і гладка) довжиною еквівалентною 2,0 м.

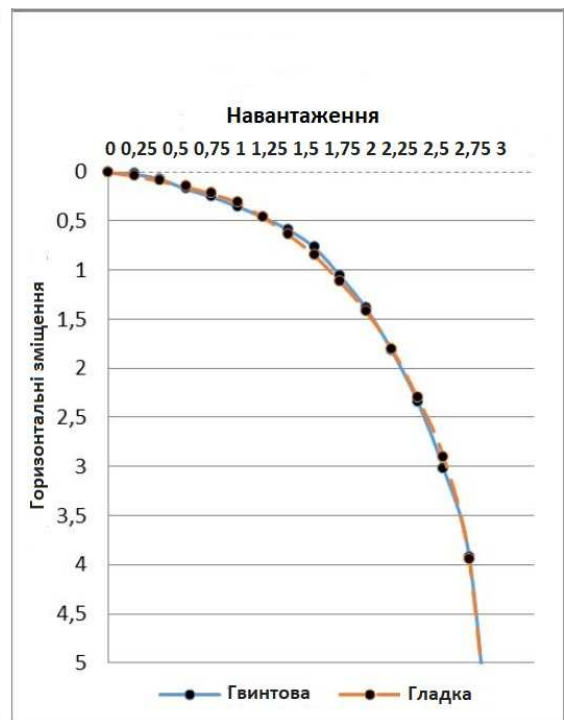
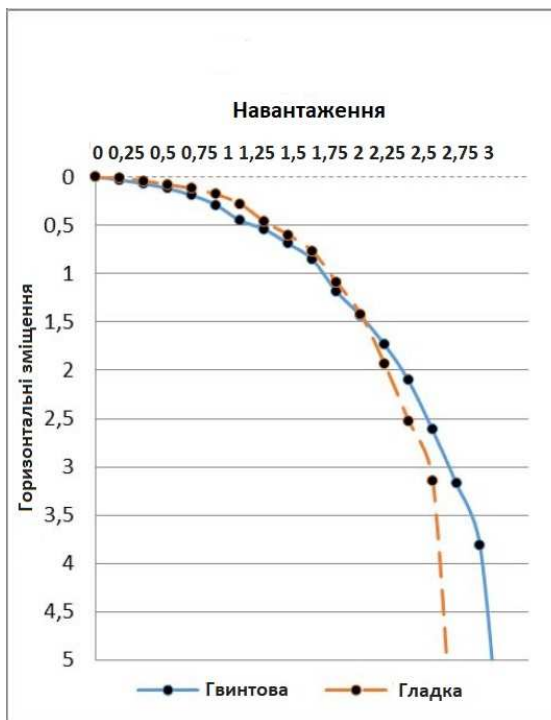
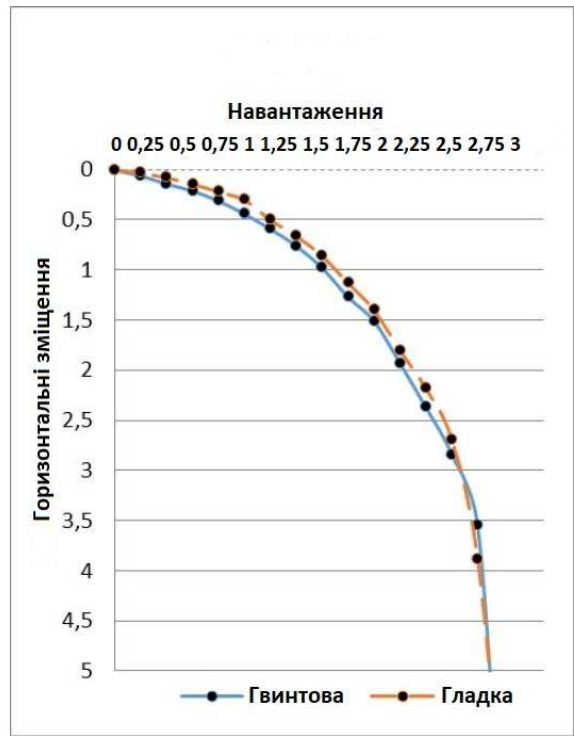
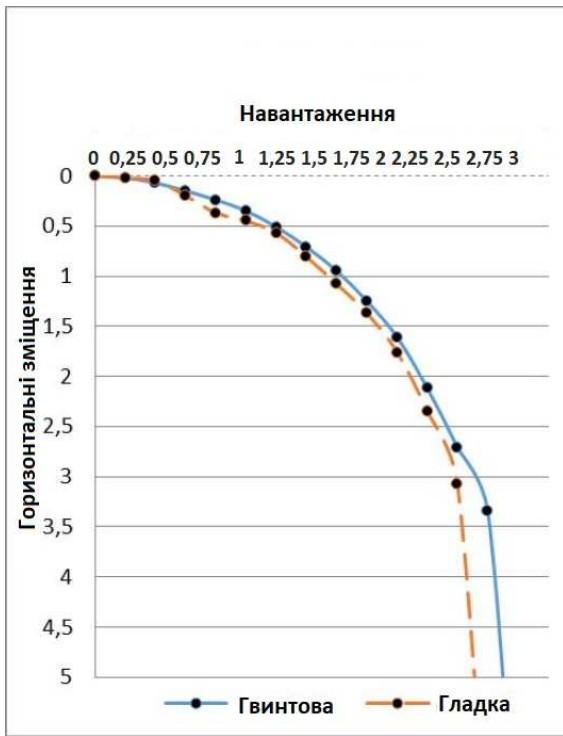


Рисунок 4.4 - Графіки залежності деформації пар паль (гвинтової і гладкої) довжиною еквівалентною 2,0 м від дії горизонтального навантаження.

5. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБГРУНТУВАННЯ ВИБОРУ ВАРІАНТУ

5.1 Техніко-економічне обґрунтування вибору варіанту вузла з'єднання ригеля з колоною для каркасного будинку

5.1.1 Загальні дані

Для дослідження і прогнозування будівельних конструкцій і будівлі в цілому, щоб максимально забезпечити їх безпеку пропонується розрахунок статично невизначених систем з зв'язками які вимикаються, що дозволяє простежити послідовність вимикання зв'язків. При цьому на початковому етапі навантаження, при дії якої не відбувається вимикання зв'язків (наприклад, власна вага), вважається, постійною. Решта навантаження змінюється пропорційно одному параметру, тобто параметрически. Перетину (або місця), де можливо вимикання зв'язків, відомі. Вибір змішаного методу для вирішення поставленого завдання, хоча і призводить до збільшення числа невідомих вихідної системи рівнянь, але при цьому значно скорочується трудомісткість розрахунків, пов'язаних з виявленням послідовності вимикання зв'язків і аналізом геометричної незмінюваності системи.

Як варіант конструктивного рішення будівлі вибираємо 2 способи з'єднання ригеля з колоною: шарнірне і жорстке.

5.1.2 Збір навантажень

Постійні навантаження.

Постійні навантаження приймаємо згідно таблиці 5.1, 5.2, 5.3.

Таблиця 5.1 – Постійні навантаження на ригель рами (дах)

Складові навантаження	Нормальні навантаження q^H (кН / м ²)	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження q^P (кН / м ²)
1. Гідроізолююча подушка (3 слоя рубімаста);	0,2	1,3	0,26
2. Захисний шар (гравій, втоплений в бітумі);	0,1	1,3	0,13
3. Керамзит для створення нахилу (100-200 мм) $\gamma = 600 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$;	1,2	1,3	1,56
4. Залізобетонна плита покриття $\delta = 220 \text{ мм}$ $\gamma = 2500 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$;	5,5	1,1	6,05
Разом:	7,0		8,0

Таблиця 5.2 – Постійні навантаження на ригель рами (дахове перекриття)

Складові навантаження	Нормальні навантаження q^H (кН / м ²)	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження q^P (кН / м ²)
1. Цементно-піщана стяжка $\gamma = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ $\delta = 30 \text{ мм}$;	0,54	1,3	0,702
2. Полістиролбетон $\gamma = 150 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$ $\delta = 220 \text{ мм}$;	0,033	1,3	0,043
3. Залізобетонна плита покриття $\delta = 220 \text{ мм}$ $\gamma = 2500 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$;	5,5	1,1	6,05
Разом:	6,07		6,795

Таблиця 5.3 – Постійні навантаження на ригель рами (перекриття 1 поверху)

Складові навантаження	Нормальні навантаження q^H (кН / м ²)	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження q^P (кН / м ²)
1. Щитовий настил $\delta = 30 \text{ мм}$ $\gamma = 500 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$	0,015	1,3	0,02
2. Цементно-піщана стяжка $\gamma = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ $\delta = 40 \text{ мм}$;	0,72	1,3	0,94
2. Полістиролбетон $\gamma = 150 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$ $\delta = 220 \text{ мм}$;	0,039	1,3	0,043
3. Залізобетонна плита перекриття $\delta = 220 \text{ мм}$ $\gamma = 2500 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$;	5,5	1,1	6,05
Разом:	6,268		7,053

Постійне навантаження на міжповерхові перекриття приймається аналогічним навантаженням на перекриття 1 поверху без урахування утеплювача полістиролбетону і становить: нормативне - 6,229 кН / м², розрахункове - 7,01 кН / м². Линів-ва постійне навантаження на ригель рами визначається множенням кроку колонн в поздовжньому напрямку - 3,8м.

Тимчасова навантаження.

Нормативне значення рівномірно розподіленого навантаження на плити перекриття наведені в таблиці 3 [13] і становить для квартир житлових примі-

щень 1,5 кПа.

Снігове навантаження.

Розрахункове снігове навантаження для III снігового району становить $S_g = 1,8$ кПа по [13].

Нормативна навантаження визначається: $S_n = S_g * 0,7 = 1,8 * 0,7 = 1,25$ кПа.

Лінійне навантаження на ригель рами:

$$S = S_g * B * \gamma_n = 1,8 * 3,8 * 0,95 = 6,5 \text{ кН / м},$$

де B - крок колон в поздовжньому напрямку.

Вітрове навантаження.

Тиск вітру на висоті 10 м від поверхні землі на відкритій місцевості називається швидкісним напором і залежить від району будівництва по [13]. Вітрове навантаження змінюється по висоті. Визначаємо розрахункове вітрове навантаження на позначці 10 м з навітряного і підвітряного боку:

$$w_1 = w_0 * \gamma_f * c_1 * k * B_k * \gamma_n = 0,3 * 1,4 * 0,8 * 0,65 * 3,8 * 0,95 = 0,788 \text{ кН / м},$$

$$w_2 = w_0 * \gamma_f * c_2 * k * B_k * \gamma_n = 0,3 * 1,4 * 0,6 * 0,65 * 3,8 * 0,95 = 0,591 \text{ кН / м}.$$

де w_0 - нормативний швидкісний тиск вітру, що визначається за [13];

c - аеродинамічний коефіцієнт, що дорівнює 0,8 для навітряного боку будівлі і рівний 0,6 для підвітряного боку;

1,4 - коефіцієнт надійності за навантаженням;

k - коефіцієнт, що залежить від місцевості, в якій будується будинок, визначається з [13].

Для зручності розрахунку фактичну епюру вітрового навантаження замінюють прямокутною еквівалентною, значення якої визначаємо з навітряного і з підвітряного боку:

$$w_{1Э} = w_1 * \alpha = 0,788 * 1,199 = 0,945 \text{ кН / м},$$

$$w_{2Э} = w_2 * \alpha_n = 0,581 * 1,199 = 0,697 \text{ кН / м}.$$

де $\alpha = 1,199$ - коефіцієнт, що визначається за таблицею [13] для будівлі висотою 28,2 м.

Вітрове навантаження, яке діє від низу верхнього ригеля (+ 28,2 м) до верхньої точки будинку (+ 30,9 м), замінюється зосередженою силою, прикла-

деною до низу ригеля:

$$W_1 = w_{1Э} * (H_{з0} - H_{руз}) = 0,945 * (30,9 - 28,2) = 2,55 кН,$$

$$W_2 = w_{2Э} * (H_{з0} - H_{руз}) = 0,697(30,9 - 28,2) = 1,88 кН.$$

Розрахунок зусиль в дев'ятиповерховій рамі проведений за допомогою програмного комплексу «SCAD» (див. Додаток). Розрахунок проводиться для 1 типу завантаження (найбільш не вигідна завантаженість): при впливі постійного розрахункового навантаження і 3 короточасних навантажень у всіх прольотах. При визначенні зусиль враховується коефіцієнт поєднання навантажень $\psi = 0,9$.

5.1.3 Розрахунок одноповерхової рами при жорсткому з'єднанні ригеля з колоною.

Визначимо послідовність утворення пластичних шарнірів в двопрогонній рамі постійного перетину, завантаженій постійним навантаженням q (з навітряного боку $q = 0,95 кН / м$, з підвітряного боку $q = 0,7 кН / м$, на ригелі $q = 33,5 кН / м$) і параметричної навантаженням у вигляді системи зосереджених сил (42кН, 34кН, 47кН відповідно), змінюються пропорційно одному параметру (рис.1), і обчислимо граничну величину параметру, при якому вичерпується несуча здатність рами. Місцями можливої появи пластичних шарнірів є перетин над проміжними опорами, вузлів і під зосередженими силами (всього 6 перетинів). Величина згинального моменту, при якому утворюються пластичні шарніри, приймають рівними.

Основна система показана на рис. 1.1.

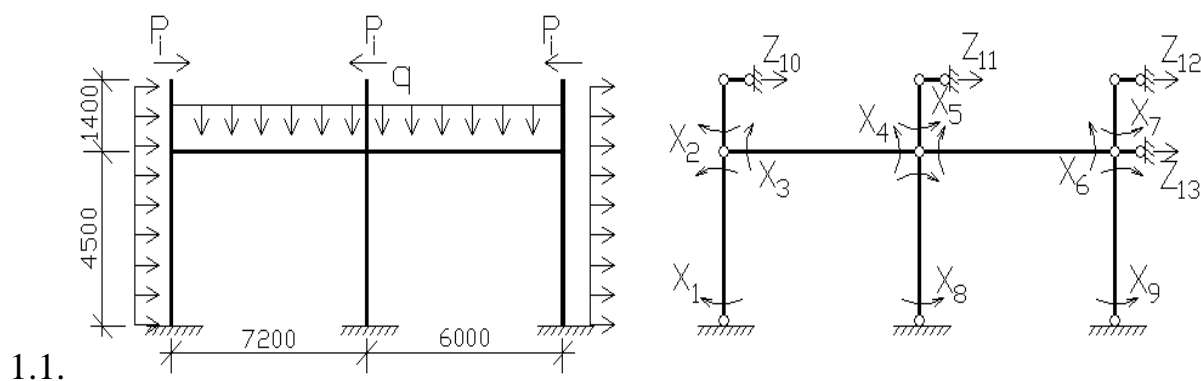


Рисунок 5.1 – Розрахункова схема і основна система двопрогонної рами

Вибираємо основну систему змішаного методу рішення статично невизначених систем:

а) в місцях можливого виключення зв'язків видаляємо ці зв'язки і замінюємо їх невідомими зусиллями $X_i (i = 1, 2, \dots, k)$;

б) якщо при видаленні зв'язків утворюється геометрично змінювана основна система, то виконується накладення додаткових зв'язків так, щоб система стала геометрично незмінною і за напрямками накладених зв'язків задаємо невідомі переміщення $Z_i (i = k + 1, \dots, n)$.

$$\begin{cases} \delta_{11} * X_1 + \delta_{12} * X_2 + \dots + \delta_{19} * X_9 + \delta'_{110} * Z_{10} + \dots + \delta'_{113} * Z_{13} + \Delta_{1P} + P_0 * \delta_{1P} = 0 \\ \dots \\ r'_{101} * X_1 + r'_{102} * X_2 + \dots + r'_{109} * X_9 + r_{1010} * Z_{10} + \dots + r_{1013} * Z_{13} + R_{10P} + P_0 * r_{10P} = 0 \\ \dots \\ r'_{131} * X_1 + r'_{132} * X_2 + \dots + r'_{139} * X_9 + r_{1310} * Z_{10} + \dots + r_{1313} * Z_{13} + R_{13P} + P_0 * r_{13P} = 0 \end{cases}$$

$$\bar{A} = \begin{vmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{19} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{29} \\ \vdots & \dots & \dots & \vdots \\ \delta_{91} & \delta_{92} & \dots & \delta_{99} \end{vmatrix}; \quad \bar{X} = \begin{vmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ \vdots \\ \vdots \\ X_9 \end{vmatrix}; \quad \bar{Z} = \begin{vmatrix} Z_{10} \\ Z_{11} \\ \vdots \\ \vdots \\ Z_{13} \end{vmatrix};$$

$$\bar{B} = \begin{vmatrix} \delta'_{110} & \delta'_{111} & \dots & \delta'_{113} \\ \delta'_{210} & \delta'_{211} & \dots & \delta'_{213} \\ \vdots & \dots & \dots & \vdots \\ \delta'_{910} & \delta'_{911} & \dots & \delta'_{913} \end{vmatrix};$$

$$\Delta_P = \begin{vmatrix} \Delta_{1P} \\ \Delta_{2P} \\ \vdots \\ \vdots \\ \Delta_{9P} \end{vmatrix}; \quad \delta_P = \begin{vmatrix} \delta_{1P} \\ \delta_{2P} \\ \vdots \\ \vdots \\ \delta_{9P} \end{vmatrix}; \quad \bar{D} = \begin{vmatrix} r_{1010} & r_{1011} & \dots & r_{1013} \\ r_{1110} & r_{1111} & \dots & r_{1113} \\ \vdots & \dots & \dots & \vdots \\ r_{1310} & r_{1311} & \dots & r_{1313} \end{vmatrix}; \quad C = -B^T;$$

$$\bar{C} = \begin{pmatrix} r'_{101} & r'_{102} & \dots & r'_{109} \\ r'_{111} & r'_{112} & \dots & r'_{119} \\ \vdots & \dots & \dots & \vdots \\ r'_{131} & \dots & \dots & r'_{139} \end{pmatrix}; \quad \bar{R}_p = \begin{pmatrix} R_{10P} \\ \vdots \\ R_{13P} \end{pmatrix}; \quad \bar{r}_p = \begin{pmatrix} r_{10P} \\ \vdots \\ r_{13P} \end{pmatrix}.$$

Обчислюємо коефіцієнти при невідомих вантажні члени від постійного навантаження і від параметричного навантаження при $P_0=1$, приймаючи згинальну жорсткість балки $EI = const = 1$, і складаємо відповідні матриці.

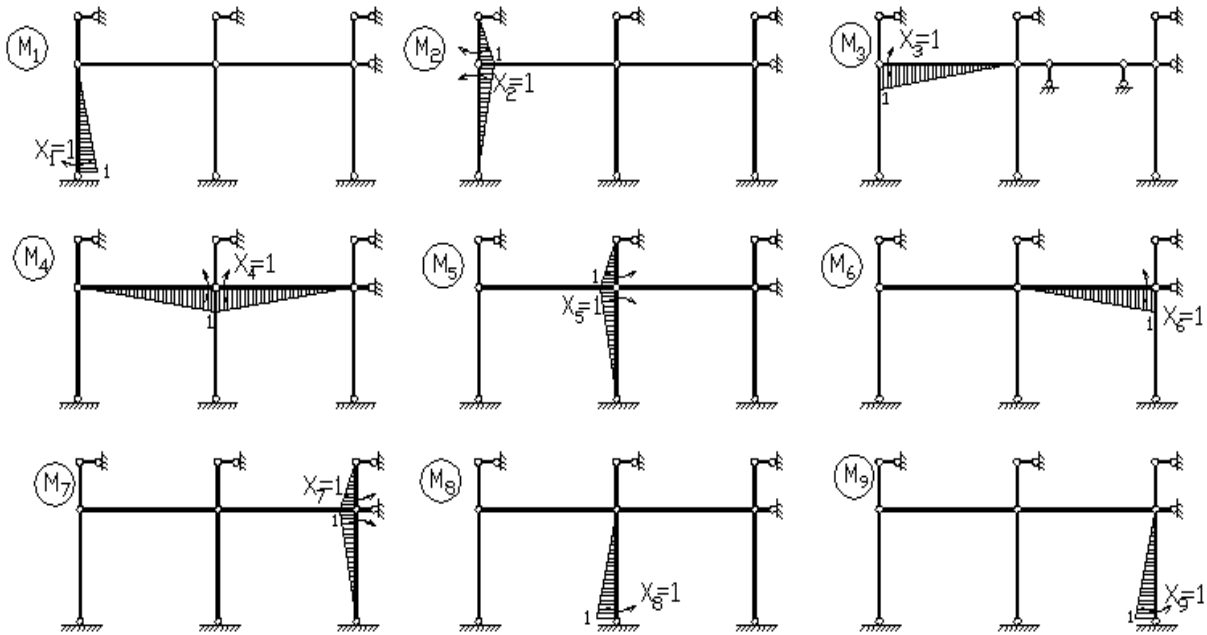


Рисунок 5.2 – До визначення коефіцієнтів матриці А змішаного методу

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,5; \quad \delta_{12} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75;$$

$$\delta_{13} = \delta_{14} = \delta_{15} = \delta_{16} = \delta_{17} = \delta_{18} = \delta_{19} = 0;$$

$$\delta_{21} = \delta_{12} = 0,75; \quad \delta_{22} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} + \frac{1}{2} * 1,4 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,97;$$

$$\delta_{23} = \delta_{24} = \delta_{25} = \delta_{26} = \delta_{27} = \delta_{28} = \delta_{29} = 0;$$

$$\delta_{31} = 0; \quad \delta_{32} = 0; \quad \delta_{33} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 7,2 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 2,4;$$

$$\delta_{34} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 7,2 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 1,2; \quad \delta_{35} = \delta_{36} = \delta_{37} = \delta_{38} = \delta_{39} = 0;$$

$$\delta_{41} = \delta_{42} = 0; \quad \delta_{43} = \delta_{34} = 1,2; \quad \delta_{44} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 7,2 * 1 * \frac{2}{3} + \frac{1}{2} * 6,0 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 4,4;$$

$$\delta_{46} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 6,0 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 1; \quad \delta_{45} = \delta_{47} = \delta_{48} = \delta_{49} = 0;$$

$$\delta_{51} = \delta_{52} = \delta_{53} = 0; \quad \delta_{54} = 0;$$

$$\delta_{55} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} + \frac{1}{2} * 1,4 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,97; \quad \delta_{58} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75;$$

$$\delta_{56} = \delta_{57} = \delta_{58} = \delta_{59} = 0;$$

$$\delta_{61} = \delta_{62} = \delta_{63} = \delta_{65} = 0; \quad \delta_{64} = \delta_{46} = 1;$$

$$\delta_{66} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 6,0 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 2; \quad \delta_{67} = \delta_{68} = \delta_{69} = 0;$$

$$\delta_{71} = \delta_{72} = \delta_{73} = \delta_{74} = \delta_{75} = 0; \quad \delta_{76} = 0;$$

$$\delta_{77} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} + \frac{1}{2} * 1,4 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,97; \quad \delta_{79} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75;$$

$$\delta_{78} = 0;$$

$$\delta_{81} = \delta_{82} = \delta_{83} = \delta_{84} = \delta_{86} = 0; \quad \delta_{87} = \delta_{89} = 0;$$

$$\delta_{88} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,5; \quad \delta_{85} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75;$$

$$\delta_{91} = \delta_{92} = \delta_{93} = \delta_{94} = \delta_{95} = \delta_{96} = \delta_{98} = 0;$$

$$\delta_{99} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,5; \quad \delta_{97} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75.$$

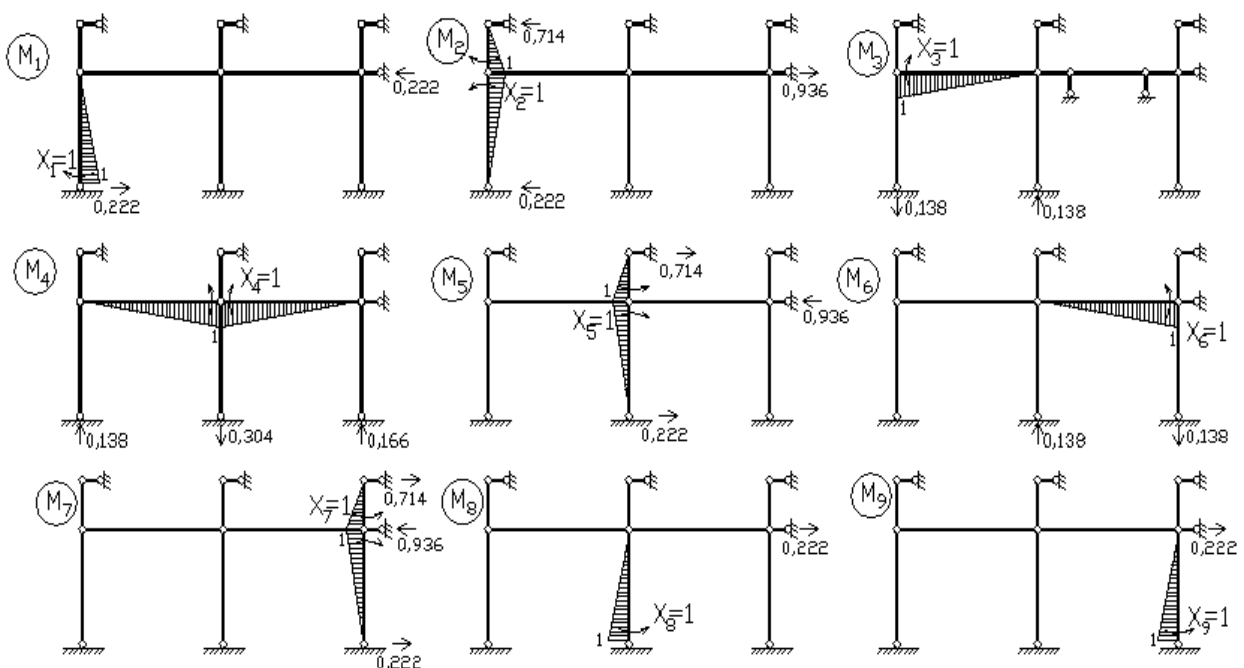


Рисунок 5.3 – До визначення коефіцієнтів матриці В змішаного методу

$$\delta'_{110} = 0; \delta'_{111} = 0; \delta'_{112} = 0; \delta'_{113} = -0,222;$$

$$\delta'_{210} = -0,714; \delta'_{211} = 0; \delta'_{212} = 0; \delta'_{213} = 0,936;$$

$$\delta'_{310} = 0; \delta'_{311} = 0; \delta'_{312} = 0; \delta'_{313} = 0;$$

$$\delta'_{410} = 0; \delta'_{411} = 0; \delta'_{412} = 0; \delta'_{413} = 0;$$

$$\delta'_{510} = 0; \delta'_{511} = 0,714; \delta'_{512} = 0; \delta'_{513} = -0,936;$$

$$\delta'_{610} = 0; \delta'_{611} = 0; \delta'_{612} = 0; \delta'_{613} = 0;$$

$$\delta'_{710} = 0; \delta'_{711} = 0; \delta'_{712} = 0,714; \delta'_{713} = -0,936;$$

$$\delta'_{810} = 0; \delta'_{811} = 0; \delta'_{812} = 0; \delta'_{813} = 0,222;$$

$$\delta'_{910} = 0; \delta'_{911} = 0; \delta'_{912} = 0; \delta'_{913} = 0,222.$$

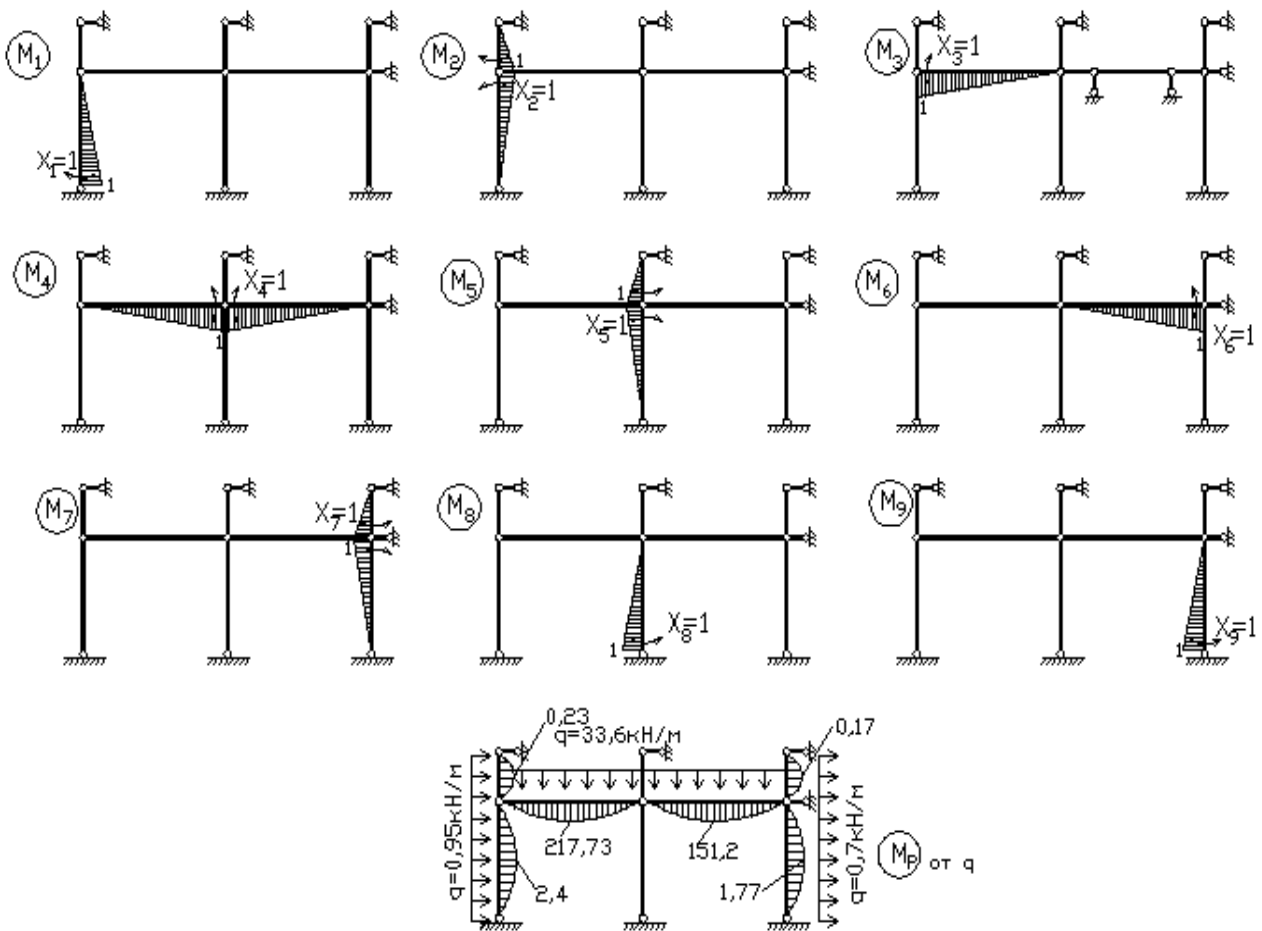


Рисунок 5.4 – До визначення вантажних коефіцієнтів змішаного методу

$$\Delta_{1P} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{2}{3} * 2,4 * 4,5 * \frac{1}{2} \right) = 3,6;$$

$$\Delta_{2P} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{2}{3} * 2,4 * 44,5 * \frac{1}{2} + \frac{2}{3} * 0,23 * 1,4 * \frac{1}{2} \right) = 3,71;$$

$$\Delta_{3P} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{2}{3} * 217,73 * 7,2 * \frac{1}{2} \right) = 522,55;$$

$$\Delta_{4P} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{2}{3} * 217,75 * 7,2 * \frac{1}{2} + \frac{2}{3} * 151,22 * 6,0 * \frac{1}{2} \right) = 824,95;$$

$$\Delta_{5P} = 0;$$

$$\Delta_{6P} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{2}{3} * 151,2 * 6,0 * \frac{1}{2} \right) = 302,4;$$

$$\Delta_{7P} = \frac{1}{EI} * \left(-\frac{2}{3} * 1,77 * 4,5 * \frac{1}{2} - \frac{2}{3} * 0,17 * 1,4 * \frac{1}{2} \right) = -2,73;$$

$$\Delta_{8P} = 0;$$

$$\Delta_{9P} = \frac{1}{EI} * \left(-\frac{2}{3} * 1,77 * 4,5 * \frac{1}{2} \right) = -2,655$$

$$\delta_{1P} = \delta_{2P} = \delta_{3P} = \delta_{4P} = \delta_{5P} = \delta_{6P} = \delta_{7P} = \delta_{8P} = \delta_{9P} = 0.$$

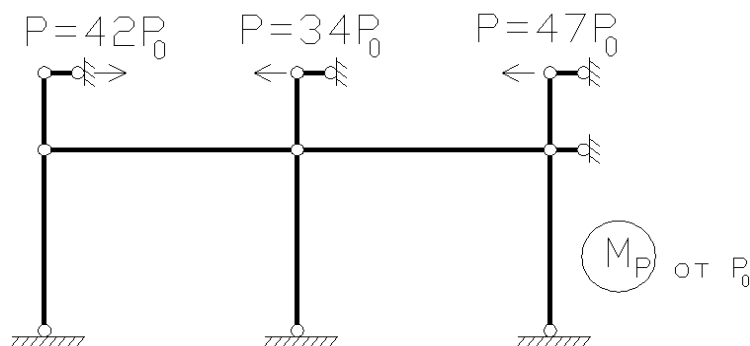


Рисунок 5.5 – К определению грузовых коэффициентов смешанного метода

$$r_{10P} = 42; r_{11P} = -34; r_{12P} = -47; r_{13P} = 0.$$

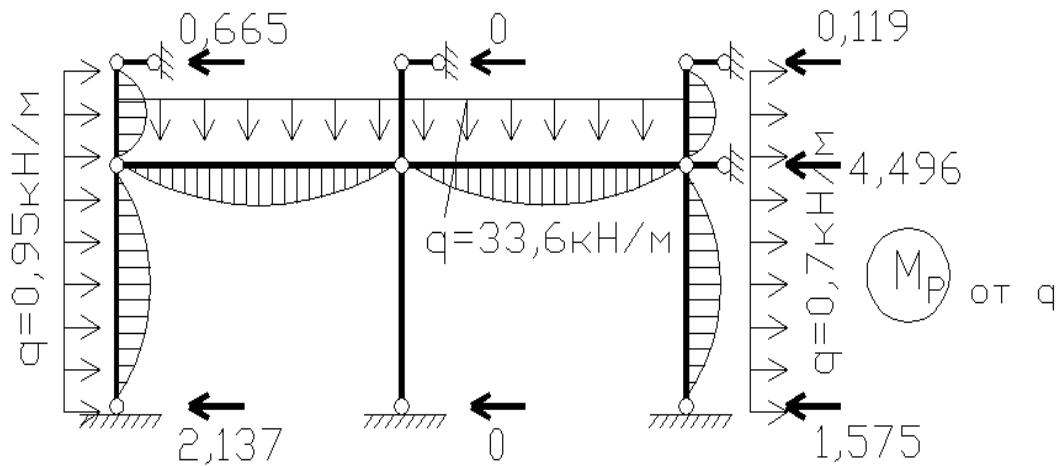


Рисунок 5.6 – До визначення вантажних коефіцієнтів змішаного методу

$$R_{10P} = 0,665; R_{11P} = 0; R_{12P} = 0,119; R_{13P} = 2,137.$$

$$|D| = 0; r_{1010} = \dots = r_{1313} = 0.$$

Формуємо вихідну систему рівнянь змішаного методу, вирішуючи котру, отримаємо:

$$\vec{X}_P = \begin{pmatrix} X_{1P} \\ X_{2P} \\ X_{3P} \\ X_{4P} \\ X_{5P} \\ X_{6P} \\ X_{7P} \\ X_{8P} \\ X_{9P} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -9,006 \\ -0,917 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -88,704 \\ 0,167 \\ 7,065 \\ 8,752 \end{pmatrix} \quad \vec{x}_P = \begin{pmatrix} x_{1P} \\ x_{2P} \\ x_{3P} \\ x_{4P} \\ x_{5P} \\ x_{6P} \\ x_{7P} \\ x_{8P} \\ x_{9P} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 115,28 \\ -58,82 \\ 0 \\ 0 \\ -47,62 \\ 0 \\ -65,83 \\ -62,06 \\ -52,96 \end{pmatrix}.$$

Вирішуючи систему нерівностей, отримаємо, що першим утворюється пластичний шарнір в перетині c_1 при

$$P_0^{(1)} = \min P_0 = \frac{(M_t^{np} \mp |X_{1P}|)}{|x_{1P}|} = \frac{100 + 9,006}{115,28} = 0,945.$$

Епюра згинальних моментів для цього моменту представлена на рис. 1.7.

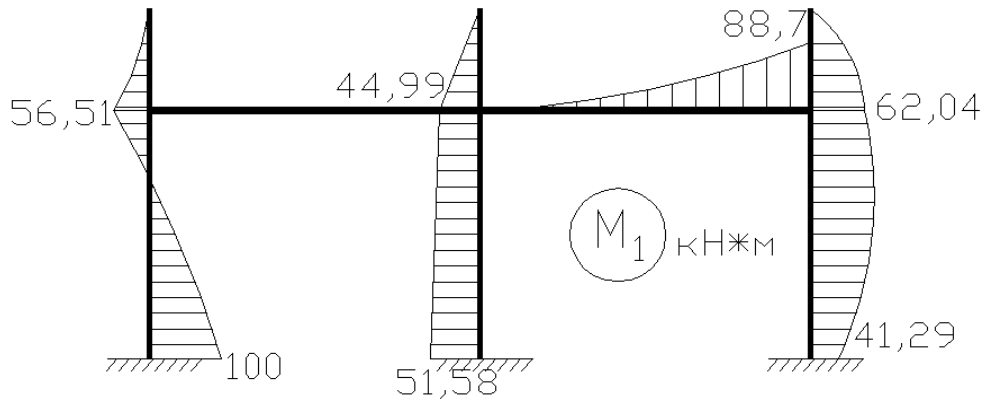


Рисунок 5.7 – Епюра згинальних моментів для першого етапу руйнування

Перетворимо вихідні матриці з урахуванням виключення невідомого, при цьому коефіцієнти від постійного навантаження уточнюємо.

Отримуємо

$$\vec{A}^{(1)} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,97 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2,4 & 1,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,2 & 4,4 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1,97 & 0 & 0 & 0,75 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1,97 & 0 & 0,75 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,75 & 0 & 0 & 1,5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,75 & 0 & 1,5 \end{pmatrix};$$

$$\vec{B}^{(1)} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0,714 & 0 & 0 & 0,936 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,714 & 0 & -0,936 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,714 & -0,936 \\ 0 & 0 & 0 & 0,222 \\ 0 & 0 & 0 & 0,222 \end{pmatrix};$$

$$\bar{\Delta}_P^{(1)} = \begin{pmatrix} 153,6 \\ 78,71 \\ 522,55 \\ 824,55 \\ 0 \\ 302,4 \\ -2,73 \\ 0 \\ -2,655 \end{pmatrix}; \quad \bar{R}_P^{(1)} = \begin{pmatrix} 40,355 \\ -32,13 \\ -44,296 \\ 26,696 \end{pmatrix}.$$

$$\Delta_{1P} = 3,6 + 0 + 1,5 * 100 = 153,6;$$

$$\Delta_{2P} = 3,71 + 0 + 0,75 * 100 = 78,71;$$

$$\Delta_{3P} = 522,55; \quad \Delta_{4P} = 824,55; \quad \Delta_{5P} = 0; \quad \Delta_{6P} = 302,4; \quad \Delta_{7P} = -2,73; \quad \Delta_{8P} = 0;$$

$$\Delta_{9P} = -2,655.$$

$$R_{10P} = 0,665 + 42 * 0,945 = 40,355; \quad R_{11P} = 0 - 34 * 0,945 + 0 = -32,13;$$

$$R_{12P} = 0,119 - 47 * 0,945 + 0 = -44,296; \quad R_{13P} = 4,496 + 0 + 0,222 * 100 = 26,696.$$

Формуємо систему рівнянь змішаного методу для вихідної балки з одним пластичним шарніром. Дана система є вихідною для другого кроку розв'язання задачі. Вирішуючи систему, отримаємо:

$$\text{при: } \bar{X}_P = \begin{pmatrix} X_{1P} \\ X_{2P} \\ X_{3P} \\ X_{4P} \\ X_{5P} \\ X_{6P} \\ X_{7P} \\ X_{8P} \\ X_{9P} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -153,6 \\ 56,51 \\ -134,68 \\ \\ -166,12 \\ -45,0 \\ 67,93 \\ -62,04 \\ -41,23 \end{pmatrix} \quad \bar{x}_P = \begin{pmatrix} x_{1P} \\ x_{2P} \\ x_{3P} \\ x_{4P} \\ x_{5P} \\ x_{6P} \\ x_{7P} \\ x_{8P} \\ x_{9P} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ -58,824 \\ 0 \\ 0 \\ -47,62 \\ 0 \\ -65,83 \\ -119,7 \\ -110,6 \end{pmatrix}.$$

Вирішуючи систему нерівностей, отримаємо, що другий пластичний шарнір, утворюється в перетинах c_8 :

$$\Delta P_0^{(1)} = \min \Delta P_0 = \frac{(M_l^{np} \mp |X_{lP}|)}{|x_{lP}|} = \frac{100 - 51,52}{119,7} = 0,405;$$

$$P_0^{(2)} = P_0^{(1)} + \Delta P_0^{(1)} = 0,945 + 0,405 = 1,35.$$

Епюра згинальних моментів для цього моменту показана на рис. 1.8.

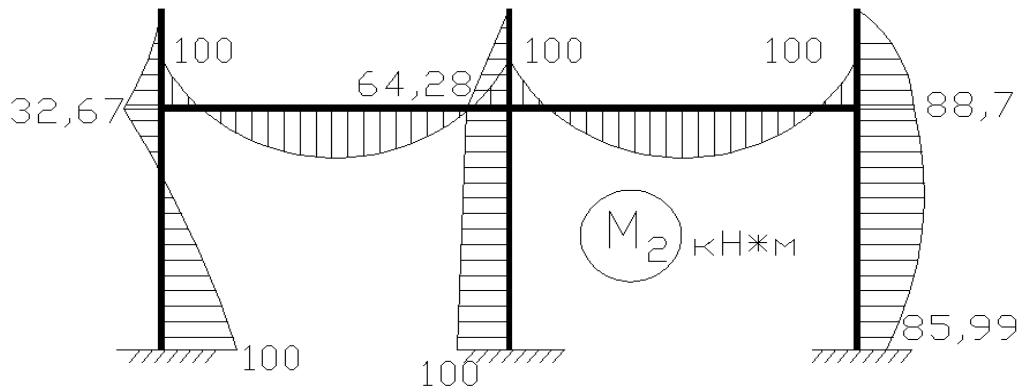


Рисунок 5.8 – Епюра згинальних моментів для другого етапу руйнування

Утворення другого пластичного шарніру і одночасно в перетинах 3, 4, 6 прозводить до того, що система стає геометрично нерівноважною і несуча здатність системи вичерпана при $P_0=1,35$ кН. Утворення геометрично нерівноважної системи - ознака закінчення вирішення.

5.1.4. Розрахунок одноповерхової рами при шарнірному з'єднанні ригеля з колоною

Визначимо послідовність утворення пластичних шарнірів в двопрогонній рамі постійного перетину, завантаженої постійним навантаженням q (с навітряного боку $q=0,95$ кН/м, з підвітряного боку $q=0,7$ кН/м, на ригелі $q=33,5$ кН/м) і параметричним навантаженням у вигляді системи зосереджених сил (42кН, 34кН, 47кН відповідно), змінюються пропорційно одному параметру P_0 (рис.1), і обчислимо граничну величину параметра P_0 , при якому вичерпується несуча здатність рами. Місцями можливої появи пластичних шарнірів є перетин над проміжними опорами, вузлах і під зосередженими силами (всього 6 перетинів). Величина згинального моменту, при якому утворюються пластичні шарніри, приймають рівним $M_{np} = 100$ кН*м. Основна система показана на рис. 1.9.

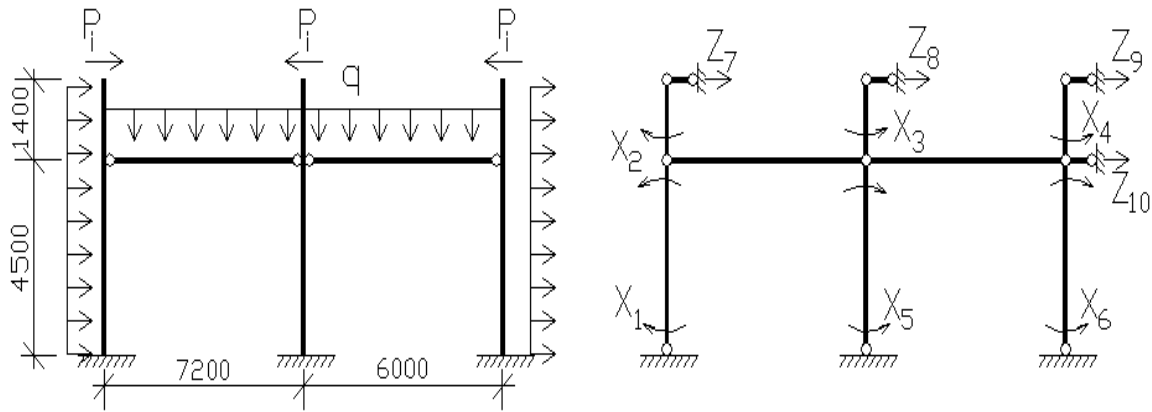


Рисунок 5.9 – Розрахункова схема і основна система двогонної рами

Вибираємо основну систему змішаного методу рішення статично

невизначених систем:

а) в місцях можливого виключення зв'язків видаляємо ці зв'язки і замінюємо їх невідомими зусиллями $X_i (i = 1, 2, \dots, k)$;

б) якщо при видаленні зв'язків утворюється геометрично змінювана основна система, то виконується накладення додаткових зв'язків так, щоб система стала геометрично незмінною і за напрямками накладених зв'язків задаємось невідомими переміщеннями $Z_i (i = k + 1, \dots, n)$.

$$\begin{cases} \delta_{11} * X_1 + \delta_{12} * X_2 + \dots + \delta_{16} * X_6 + \delta'_{17} * Z_7 + \dots + \delta'_{110} * Z_{10} + \Delta_{1P} + P_0 * \delta_{1P} = 0 \\ \dots \\ r'_{71} * X_1 + r'_{72} * X_2 + \dots + r'_{76} * X_6 + r_{77} * Z_7 + \dots + r_{710} * Z_{10} + R_{7P} + P_0 * r_{7P} = 0 \\ \dots \\ r'_{101} * X_1 + r'_{102} * X_2 + \dots + r'_{106} * X_6 + r'_{107} * Z_7 + \dots + r_{1010} * Z_{10} + R_{10P} + P_0 * r_{10P} = 0 \end{cases}$$

$$\bar{A} = \begin{vmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{16} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{26} \\ \vdots & \dots & \dots & \vdots \\ \delta_{61} & \delta_{62} & \dots & \delta_{66} \end{vmatrix}; \quad \bar{X} = \begin{vmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ \vdots \\ \vdots \\ X_6 \end{vmatrix}; \quad \bar{Z} = \begin{vmatrix} Z_7 \\ Z_8 \\ \vdots \\ \vdots \\ Z_{10} \end{vmatrix};$$

$$\bar{B} = \begin{vmatrix} \delta'_{17} & \delta'_{18} & \dots & \delta'_{110} \\ \delta'_{27} & \delta'_{28} & \dots & \delta'_{210} \\ \vdots & \dots & \dots & \vdots \\ \delta'_{67} & \delta'_{68} & \dots & \delta'_{610} \end{vmatrix};$$

$$\Delta_p = \begin{pmatrix} \Delta_{1P} \\ \Delta_{2P} \\ \vdots \\ \vdots \\ \Delta_{6P} \end{pmatrix}; \quad \delta_p = \begin{pmatrix} \delta_{1P} \\ \delta_{2P} \\ \vdots \\ \vdots \\ \delta_{6P} \end{pmatrix}; \quad \bar{D} = \begin{pmatrix} r_{77} & r_{78} & \cdots & r_{710} \\ r_{87} & r_{88} & \cdots & r_{810} \\ \vdots & \cdots & \cdots & \vdots \\ r_{107} & r_{108} & \cdots & r_{1010} \end{pmatrix}; \quad C = -B^T;$$

$$\bar{C} = \begin{pmatrix} r'_{71} & r'_{72} & \cdots & r'_{76} \\ r'_{81} & r'_{82} & \cdots & r'_{86} \\ \vdots & \cdots & \cdots & \vdots \\ r'_{101} & \cdots & \cdots & r'_{106} \end{pmatrix}; \quad \bar{R}_p = \begin{pmatrix} R_{7P} \\ \vdots \\ \vdots \\ R_{10P} \end{pmatrix}; \quad \bar{r}_p = \begin{pmatrix} r_{17P} \\ \vdots \\ \vdots \\ r_{10P} \end{pmatrix}.$$

Обчислюємо коефіцієнти при невідомих в вантажні члени від постійного навантаження і від параметричного навантаження при $P_0=1$, приймаючи згинальну жорсткість балки $EI = const = 1$, і складаємо відповідні матриці.

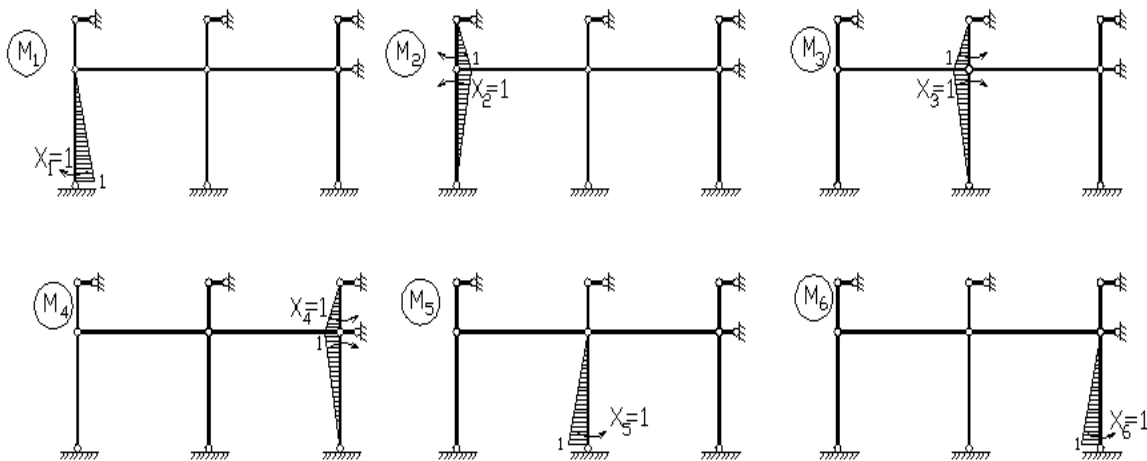


Рисунок 5.10 – До визначення коефіцієнтів матриці А
змішаного методу

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,5; \quad \delta_{12} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75;$$

$$\delta_{13} = \delta_{14} = \delta_{15} = \delta_{16} = 0;$$

$$\delta_{21} = \delta_{12} = 0,75; \quad \delta_{22} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} + \frac{1}{2} * 1,4 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,97;$$

$$\delta_{23} = 0; \quad \delta_{24} = \delta_{25} = \delta_{26} = 0;$$

$$\delta_{31} = 0; \quad \delta_{32} = 0; \quad \delta_{33} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} + \frac{1}{2} * 1,4 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,97;$$

$$\delta_{35} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75; \delta_{34} = \delta_{36} = 0;$$

$$\delta_{41} = \delta_{42} = 0; \delta_{43} = \delta_{46} = 0; \delta_{44} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} + \frac{1}{2} * 1,4 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,97;$$

$$\delta_{46} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75;$$

$$\delta_{51} = \delta_{52} = \delta_{54} = 0; \delta_{53} = \delta_{55} = 0,75;$$

$$\delta_{55} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,5; \delta_{56} = 0;$$

$$\delta_{61} = \delta_{62} = \delta_{63} = \delta_{65} = 0;$$

$$\delta_{66} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 4,5 * 1 * \frac{2}{3} \right) = 1,5; \delta_{64} = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{2} * 0,45 * 1 * \frac{1}{3} \right) = 0,75.$$

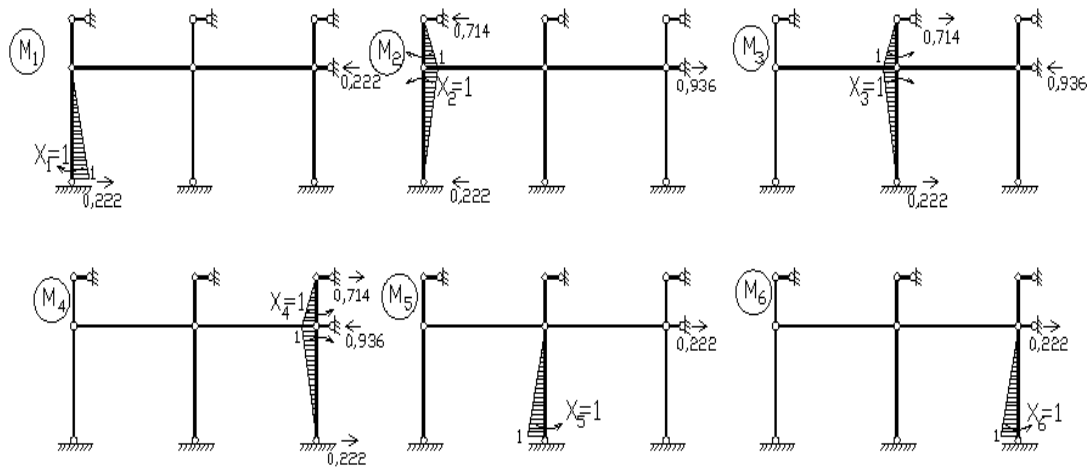


Рисунок 5.11 – До визначення коефіцієнтів матриці В
змішаного методу

$$\delta'_{111} = 0; \delta'_{112} = 0; \delta'_{113} = 0; \delta'_{114} = 0; \delta'_{115} = 1,29;$$

$$\delta'_{211} = 2,22; \delta'_{212} = 0; \delta'_{213} = 0; \delta'_{214} = 0; \delta'_{215} = 1,29;$$

$$\delta'_{311} = -6,57; \delta'_{312} = 4,35; \delta'_{313} = 0; \delta'_{314} = 0; \delta'_{315} = 0;$$

$$\delta'_{411} = 4,35; \delta'_{412} = -6,57; \delta'_{413} = 0; \delta'_{415} = 0; \delta'_{415} = 0;$$

$$\delta'_{511} = 0; \delta'_{512} = 2,22; \delta'_{513} = 2,22; \delta'_{514} = 0; \delta'_{515} = 0;$$

$$\delta'_{611} = 0; \delta'_{612} = 0; \delta'_{613} = -6,57; \delta'_{614} = 4,35; \delta'_{615} = 0;$$

$$\delta'_{711} = 0; \delta'_{712} = 0; \delta'_{713} = 4,35; \delta'_{714} = -6,57; \delta'_{715} = 0;$$

$$\delta'_{811} = 0; \delta'_{812} = 0; \delta'_{813} = 0; \delta'_{815} = 2,22; \delta'_{815} = -1,29;$$

$$\delta'_{911} = 0; \delta'_{912} = 0; \delta'_{913} = 0; \delta'_{914} = 0; \delta'_{915} = -1,29;$$

$$\delta'_{1011} = 0; \delta'_{1012} = 0; \delta'_{1013} = 0; \delta'_{1014} = 0; \delta'_{1015} = -1,29.$$

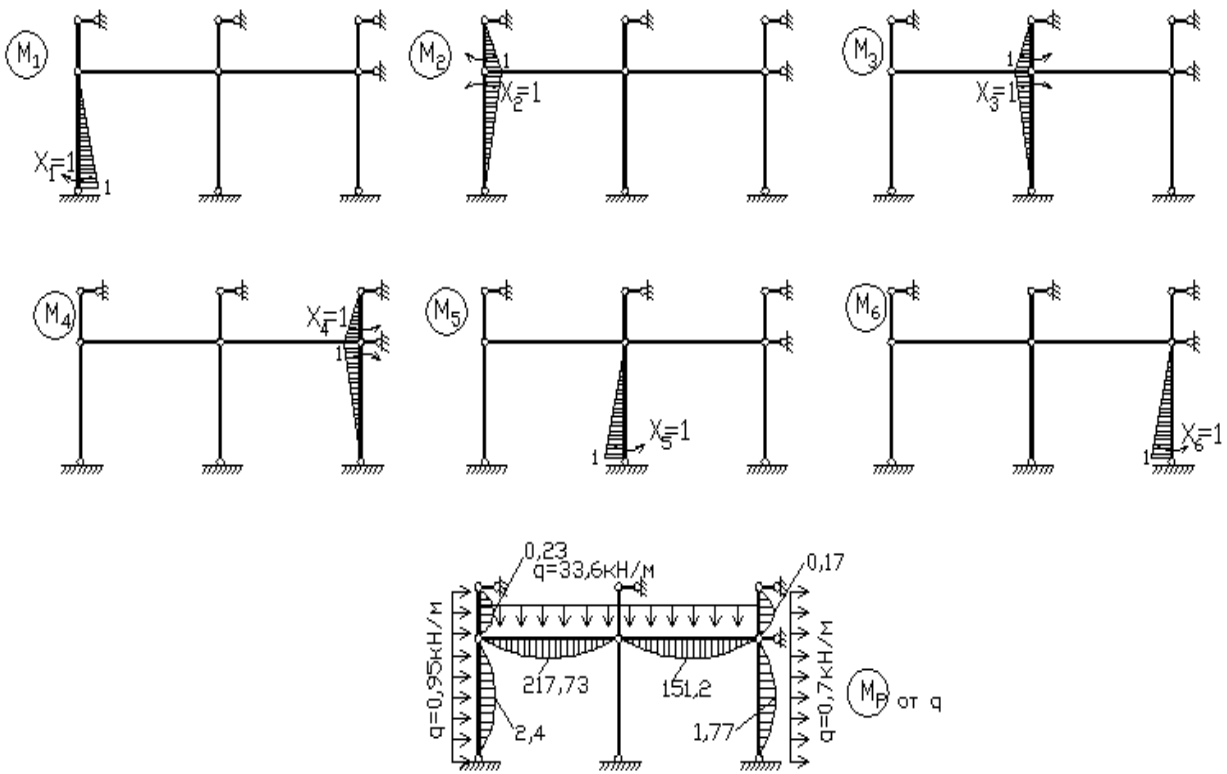


Рисунок 5.12 – До визначення вантажних коефіцієнтів змішаного методу

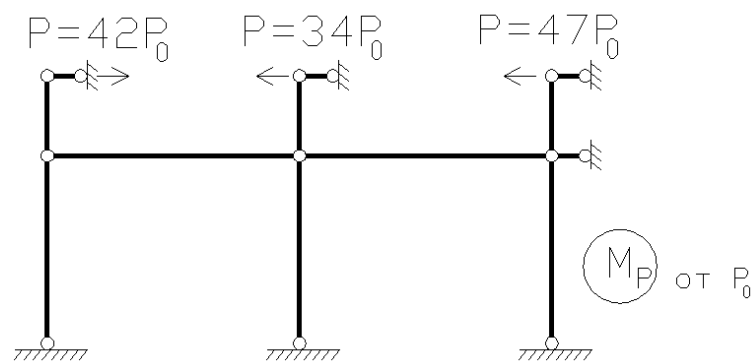


Рисунок 5.13 – До визначення вантажних коефіцієнтів змішаного методу

$$r_{7P} = 42; r_{8P} = -34; r_{9P} = -47; r_{10P} = 0.$$

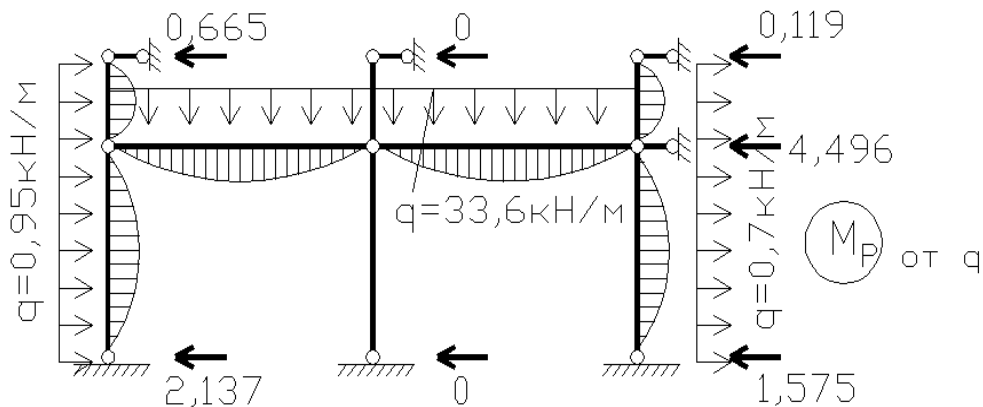


Рисунок 5.14 - До визначення вантажних коефіцієнтів змішаного методу

$$R_{7p} = 0,665; R_{8p} = 0; R_{9p} = 0,119; R_{10p} = 4,496.$$

$$|D| = 0; r_{77} = \dots = r_{1010} = 0.$$

До визначення вантажних коефіцієнтів змішаного методу:

$$\bar{X}_p = \begin{pmatrix} X_{1p} \\ X_{2p} \\ X_{3p} \\ X_{4p} \\ X_{5p} \\ X_{6p} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -9,002 \\ -0,931 \\ 0 \\ 2,167 \\ 7,088 \\ 8,771 \end{pmatrix} \quad \bar{x}_p = \begin{pmatrix} x_{1p} \\ x_{2p} \\ x_{3p} \\ x_{4p} \\ x_{5p} \\ x_{6p} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 115,28 \\ -58,824 \\ -47,619 \\ -65,826 \\ -62,06 \\ -52,956 \end{pmatrix}.$$

Вирішуючи систему нерівностей, отримуємо, що першим утворюється пластичний шарнір в перетині c_1 при

$$P_0^{(1)} = \min P_0 = \frac{(M_l^{np} \mp |X_{1p}|)}{|x_{1p}|} = \frac{100 + 9,002}{115,281} = 0,945.$$

Епюра згинальних моментів для цього моменту представлена на рис. 1.15.

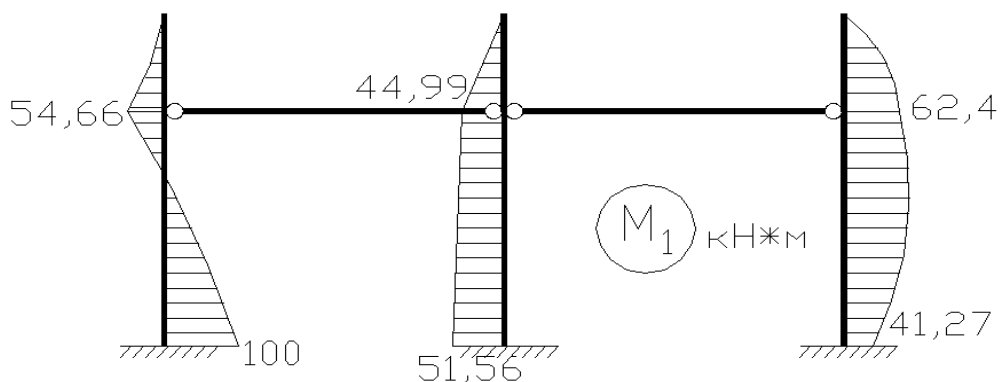


Рисунок 5.15 – Епюра згинальних моментів для першого етапу руйнування

Перетворимо вихідні матриці з урахуванням виключення невідомого X_1 , при цьому коефіцієнти від постійного навантаження уточнюємо.

Отримуємо

$$\vec{A}^{(1)} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,97 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,97 & 0 & 0,75 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1,97 & 0,75 & 0 \\ 0 & 0 & 0,75 & 0 & 1,5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,75 & 0 & 1,5 \end{pmatrix};$$

$$\vec{B}^{(1)} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0,714 & 0 & 0 & 0,936 \\ 0 & 0,714 & 0 & -0,936 \\ 0 & 0 & 0,714 & -0,936 \\ 0 & 0 & 0 & 0,222 \\ 0 & 0 & 0 & 0,222 \end{pmatrix};$$

$$\vec{\Delta}_P^{(1)} = \begin{pmatrix} 153,6 \\ 78,71 \\ 0 \\ -2,73 \\ 0 \\ -2,65 \end{pmatrix}; \quad \vec{R}_P^{(1)} = \begin{pmatrix} 40,355 \\ -32,13 \\ -44,296 \\ 26,696 \end{pmatrix}.$$

$$\Delta_{1P} = 3,6 + 0 + 1,5 * 100 = 153,6;$$

$$\Delta_{2P} = 3,71 + 0 + 0,75 * 100 = 78,71;$$

$$\Delta_{3P} = 0; \Delta_{4P} = -2,73; \Delta_{5P} = 0; \Delta_{6P} = -2,65.$$

$$R_{7P} = 0,665 + 42 * 0,945 = 40,355; R_{8P} = 0 - 34 * 0,945 + 0 = -32,13;$$

$$R_{9P} = 0,119 - 47 * 0,945 + 0 = -44,296; R_{10P} = 4,496 + 0 + 0,222 * 100 = 26,696.$$

Формуємо систему рівнянь змішаного методу для вихідної балки з одним пластичним шарніром. Дана система є вихідною для другого кроку розв'язання задачі. Вирішуючи систему, отримаємо:

$$\text{при: } \bar{X}_P = \begin{pmatrix} X_{1P} \\ X_{2P} \\ X_{3P} \\ X_{4P} \\ X_{5P} \\ X_{6P} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -9,002 \\ -0,931 \\ 0 \\ 2,167 \\ 7,088 \\ 8,771 \end{pmatrix} \quad \bar{x}_P = \begin{pmatrix} x_{1P} \\ x_{2P} \\ x_{3P} \\ x_{4P} \\ x_{5P} \\ x_{6P} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 115,28 \\ -58,824 \\ -47,619 \\ -65,826 \\ -62,06 \\ -52,956 \end{pmatrix}.$$

Вирішуючи систему нерівностей, отримаємо, що другий пластичний шарнір, утворюється в перетинах c_5 :

$$\Delta P_0^{(1)} = \min \Delta P_0 = \frac{(M_l^{np} \mp |X_{iP}|)}{|x_{iP}|} = \frac{100 - 51,52}{119,7} = 0,405;$$

$$P_0^{(2)} = P_0^{(1)} + \Delta P_0^{(1)} = 0,945 + 0,405 = 1,35.$$

Епюра згинальних моментів для цього моменту показана на рис. 1.16.

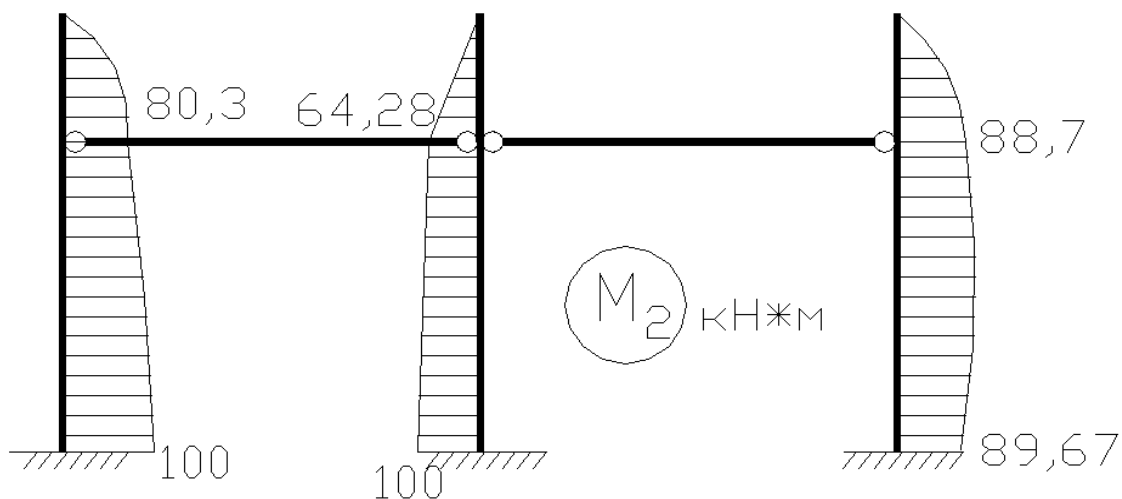


Рисунок 5.16 – Епюра згинальних моментів для другого етапу руйнування

Утворення другого пластичного шарніра проводить до того, що система стає геометрично нерівноважною і несуча здатність системи вичерпана при $P_0 = 1,35$ кН. Утворення геометрично змінюваної системи - ознака закінчення вирішення.

5.1.5 Висновок.

Результати порівняння варіантів показали, що найбільш доцільно прийняти конструктивне рішення сполучення ригеля з колоною - жорстке.

РОЗДІЛ 6

Організаційно-економічна частина

6.1 Визначення кошторисної вартості будівництва

Кошторисна вартість розрахована відповідно до порядку визначення вартості будівництва і вільних (договірних) цін на будівельну продукцію в умовах розвитку ринкових відносин.

Для визначення кошторисної вартості складений локальний кошторис на загальнобудівельні роботи, об'єктний кошторис по основній будівлі, зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва.

6.2 Визначення кошторисної вартості в локальних і об'єктних кошторисах

Вартість, визначувана локальними кошторисами, включає прямі витрати, накладні витрати, кошторисний прибуток.

Прямі витрати на загальнобудівельні роботи по основній будівлі встановлені на основі об'ємів робіт і єдиних районних одиничних розцінок або ресурсних показників і цін на відповідні ресурси.

Оцінка ресурсів для визначення вартості вироблена в базисному рівні. Базисний рівень цін в системі кошторисного ціноутворення, що діє з 1.01.1991 р., зафіксований на цю дату, а в їх складі оптових цін і тарифів – за станом на 1 березня 2019 р.

У локальному кошторисі на загальнобудівельні роботи визначена сума прямих витрат по кожному розділу і в цілому по підсумку всіх розділів



_____ (назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 3481,334 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 8,901 тис.грн.

_____ (посилання на документ про затвердження)

“ ____ ” _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Житловий будинок

Складений в поточних цінах станом на 9 листопада 2019 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 Будівництво монолітного житлового будинку в м. Києві	1914,168	-	-	-	1914,168
		----- - Разом по главі 2:	1914,168	-	-	-	1914,168
		Разом по главах 1-7:	1914,168	-	-	-	1914,168
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)	59,339	-	-	-	59,339

1	2	3	4	5	6	7	8
		-					
		Разом по главі 8:	59,339	-	-	-	59,339
		Разом по главах 1-8:	1973,507	-	-	-	1973,507
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)%	23,090	-	-	-	23,090
		-					
		Разом по главі 9:	23,090	-	-	-	23,090
		Разом по главах 1-9:	1996,597	-	-	-	1996,597
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 %)	-	-	-	49,915	49,915
		-					
		Разом по главі 10:	-	-	-	49,915	49,915
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	79,065	79,065
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 (К=1,1)	-	-	-	5,935	5,935
		-					
		Разом по главі 12:	-	-	-	85,000	85,000
		Разом по главах 1-12:	1996,597	-	-	134,915	2131,512
		Кошторисний прибуток	562,999	-	-	-	562,999
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	129,867	129,867
	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	71,877	-	-	4,857	76,734
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-
		Разом	2631,473	-	-	269,639	2901,112
		Разом крім ПДВ	2631,473	-	-	269,639	2901,112
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	580,222	580,222
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	2631,473	-	-	849,861	3481,334
		Зворотні суми	-	-	-	-	8,901
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	8,901

Директор (або головний інженер) проектної організації _____

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

Кошторис у сумі
Затверджено
Замовник

2_СД_ЛСССР
3481,334 тис.грн.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

" ____ " _____ 20__ р.

Будова - житловий будинок
Шифр проекту - 02

Локальний кошторис № 2-1-1
на Загально-будівельні роботи
Будівництво житлового будинку

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 1914,168 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 67,449 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 906,487 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "9 листопада 2019 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	P20-13-3	Монтаж дрібних металокопункцій вагою до 1 т 1т	45	<u>1848,38</u> 1013,62	<u>834,76</u> 108,86	83177	45613	<u>37564</u> 4899	<u>63,87</u> 7,73	<u>2874</u> 348
2	E9-48-1	Електродугове зварювання при монтажі каркасів одноповерхових виробничих будівель т	45	<u>150,53</u> 86,22	<u>64,07</u> 2,06	6774	3880	<u>2883</u> 93	<u>4,74</u> 0,15	<u>213</u> 7
3	P8-22-1	Монтаж покриття 100м2	1,18	<u>963,58</u> 920,66	<u>42,01</u> 19,91	1137	1086	<u>50</u> 23	<u>72,55</u> 2,09	<u>86</u> 2
4	P8-29-4	Додавати на кожний наступний шар утеплення плитами із мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці 100м2	1,18	<u>791,63</u> 685,03	<u>62,72</u> 30,11	934	808	<u>74</u> 36	<u>58,30</u> 3,16	<u>69</u> 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5	P20-18-5	Плити теплоізоляційні з мінераловати товщиною 120 мм, м3 100м3	14,2	<u>9862,63</u> 4686,54	<u>5176,09</u> 1675,61	140049	66549	<u>73500</u> 23794	<u>410,38</u> 185,00	<u>5827</u> 2627
6	P8-28-1	Улаштування обклеювальної пароізоляції в один шар 100м2	1,183	<u>446,24</u> 386,69	<u>16,67</u> 7,75	528	457	<u>20</u> 9	<u>29,70</u> 0,81	<u>35</u> 1
7	P8-28-3	Плівка гідроізоляційна, м2 100м2	1,3013	<u>194,56</u> 168,22	<u>15,37</u> 6,64	253	219	<u>20</u> 9	<u>12,92</u> 0,70	<u>17</u> 1
8	P8-32-1	Улаштування покрівель рулонних з матеріалів, що наплавляються, із застосуванням газопламеневих пальників, в три шари із захисним шаром з гравію або щебеню на бітумній мастиці 100м2	1,183	<u>1119,51</u> 825,79	<u>227,30</u> 62,98	1324	977	<u>269</u> 75	<u>59,71</u> 5,61	<u>71</u> 7
9	P8-32-5	Матеріал рулонний для верхніх шарів даху, 100м2 100м2	1,3	<u>74,42</u> 60,28	<u>14,14</u> 3,63	97	78	<u>19</u> 5	<u>4,26</u> 0,40	<u>6</u> 1
10	P8-32-5	Матеріал рулонний для нижніх шарів даху, 100м2 100м2	1,3	<u>74,42</u> 60,28	<u>14,14</u> 3,63	97	78	<u>19</u> 5	<u>4,26</u> 0,40	<u>6</u> 1
11	E8-6-1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м м3	4935,3	<u>199,80</u> 94,50	<u>105,30</u> 25,29	986073	466386	<u>519687</u> 124814	<u>7,17</u> 2,43	<u>35386</u> 11985
12	P13-4-3	Скління дерев'яних рам на штапиках з промазуванням фальців і скла площею до 1,0 м2 100м2	5,69	<u>1259,00</u> 1237,32	<u>21,68</u> 7,75	7164	7040	<u>124</u> 44	<u>98,67</u> 0,89	<u>561</u> 5
13	P12-4-1	Просте олійне фарбування раніше пофарбованих вікон усередині будівлі розбіленим колером без підготовки з розчищенням старої фарби до 10% 100м2	1,1374	<u>1088,93</u> 1072,29	<u>16,64</u> 4,27	1239	1220	<u>19</u> 5	<u>79,37</u> 0,47	<u>90</u> 1
Разом прямі витрати по кошторису, грн.						1228846	594391	<u>634248</u> 153811		<u>45241</u> 14990
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						207				
всього заробітна плата, грн.						748202				
Загальновиробничі витрати, грн.						685322				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.						7218				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						158285				
Прямі витрати будівельних робіт , грн.						1228846				
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						207				
заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.						594391				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				153811				
		Загальновиробничі витрати, грн.				685322				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.				7218				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				158285				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.				1914168				
		кошторисна трудоємність, люд.-год.				67449				
		кошторисна заробітна плата, грн.				906487				

		Всього по кошторису, грн.				1914168				
		Кошторисна трудоємність, люд.-год.				67449				
		Кошторисна заробітна плата, грн.				906487				

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)	59339
ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3Х0,9)%	23090
ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	49915
ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	79065
Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	5935
ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	562999
ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	129867

ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	76734
ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-
	Разом по кошторису:	2901112
	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	580222
	Всього по кошторису	3481334
	Зворотні суми у тому числі:	8901
	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	8901

Директор (або головний інженер) проектної організації _____

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:
Замовник _____

Кошторис у сумі 3481,334 тис.грн.
Затверджено
Замовник

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ ___ ” _____ 20__ р.

ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Будівництво житлового будинку

Кошторисна вартість об`єкта 1914,168 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 67,449 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 906,487 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості
Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 9 листопада 2019

№ 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 Загально-будівельні роботи	1914,168	-	-	-	1914,168	67,449	906,487	-
		Всього:	1914,168	-	-	-	1914,168	67,449	906,487	-
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)	59,339	-	-	-	59,339	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	23,090	-	-	-	23,090	-	-	-

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 %)	-	-	-	49,915	49,915	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	79,065	79,065	-	-	-
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонб уду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно- кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	5,935	5,935	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Разом: Кошторисний прибуток	1996,597 562,999	- -	- -	134,915 -	2131,512 562,999	- -	- -	- -
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	129,867	129,867	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	71,877	-	-	4,857	76,734	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	2631,473	-	-	269,639	2901,112	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	580,222	580,222	-	-	-
		Всього по кошторису	2631,473	-	-	849,861	3481,334	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	8,901	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	8,901	-	-	-

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

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

РОЗДІЛ 7

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

7.1 Охорона праці

7.1.1 Законодавчі акти України

Адміністрація (роботодавець) для створення безпечних і нешкідливих умов праці працівників і для власної безпеки зобов'язана керуватися переліком таких основних нормативно-законодавчих актів і документів з охорони праці:

- Закон України «Про охорону праці»;
- Типове положення про службу охорони праці;
- Положення про порядок розслідування нещасних випадків, що сталися під час навчально-виховного процесу в навчальних закладах (Наказ МОН України № 616 від 31.08.2001 року):
 - Порядок розслідування та ведення обліку нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві (Постанова КМУ № 1112 від 25 серпня 2004 року);
 - Типове положення про навчання з питань охорони праці;
 - Положення про розробку інструкцій з охорони праці;
 - Перелік робіт з підвищеною небезпекою;
 - Перелік робіт, де необхідний професійний відбір;
 - Граничні норми підняття і переміщення важких речей жінками;
 - Граничні норми підняття і переміщення важких речей неповнолітніми;
 - Положення про медичний огляд працівників окремих категорій;
 - Перелік посад посадових осіб, які зобов'язані проходити попередню і періодичну перевірку знань з охорони праці;
 - Порядок розробки і затвердження власником нормативних актів про охорону праці, чинних на підприємстві;
 - Положення про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту (Наказ Держгірпромнагляду від 24.03.2008 року № 53);

- Порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці (Постанова Кабінету Міністрів України N 442 від 01.09.1992 року);
- Типове положення про комісію з питань охорони праці;
- Типове положення «Про кабінет охорони праці».

Адміністрації також необхідно користуватися відповідними галузевими та міжгалузевими нормативно-правовими актами з охорони праці згідно з Державним реєстром міжгалузевих і галузевих нормативних актів з охорони праці.

До початку роботи в будівельній організації кожен працівник повинен пройти інструктаж з техніки безпеки. Інструктаж буває вступний, первинний і повторний. Територію будівельного майданчика обгороджують парканом з ворітьми для в'їзду і виїзду транспорту. Висота його повинна бути не менше 2 м, а відстань до будинку, що споруджується, не менше 10 м. Якщо будинок розміщено вздовж вулиці і паркан поставлено ближче, на ньому має бути захисний піддашок завширшки не менше 1 м, закріплений з нахилом у бік будівельного майданчика під кутом 20° до горизонту.

По периметру будинку визначають небезпечну для людей зону, на межі якої встановлюють попереджувальні знаки або написи. При висоті будинку до 20 м ширина цієї зони має бути не менше 7 м, а при висоті 20—70 м — не менше 10 м. На території будівельного майданчика обладнують проїзди для транспорту і проходи для людей. У місцях в'їзду і виїзду автотранспорту вивішують попереджувальні написи ("Бережись автомобіля!" тощо). Вночі такі написи слід добре освітлювати. Для переходу робітників через котловани і траншеї споруджують перехідні містки з поруччям заввишки не менше 1,1 м. Проходи на укосах з нахилом більше 20° обладнують драбинами або східцями з одnobічним поруччям.

Електрокабелі в місцях проходів і проїздів транспорту прокладають під землею або перекидають містками.

Колії для внутрішнього транспорту (кранів, вагонеток тощо) повинні бути справні і укладені на міцну основу.

В усіх небезпечних місцях вивішують попереджувальні знаки і написи, наприклад: «Не стій під вантажем», «Не перевантажуй риштувань» тощо.

Будівельні роботи на висоті до 4 м виконують з помостів або столиків, на висоті більше 4 м — з риштувань, пересувних вишок і колисок.

Робочі місця, розміщені над землею вище 1 м, мають бути обгороджені поруччям заввишки не менше 1 м з проміжними горизонтальними елементами і бортовою дошкою заввишки не менше 15 см або поруччям з металевою сіткою.

До роботи з машинами і механізмами допускають лише осіб, що пройшли спеціальну підготовку і одержали посвідчення на право керування (або обслуговування) цією машиною. Працюючи біля машини чи механізму, слід суворо дотримуватися правил техніки безпеки, а також знати інструкцію щодо експлуатації машини, яка обов'язково має бути на робочому місці, і виконувати її вимоги. Працювати на стаціонарних машинах можна лише після міцного закріплення їх на фундаментах. Пересувні машини (розчинонасоси, компресорні установки, розчинозмішувачі тощо) варто встановлювати на рівних майданчиках (або площадках), після чого закріплювати розтяжками або класти під їхні колеса колодки.

Усі рухомі частини машин і механізмів повинні бути закриті кожухами або капотами, а робочий майданчик навколо машини — обгороджений.

Перед пуском машини після монтажу або ремонту слід уважно оглянути її і перевірити, щоб на ній не залишилось запасних частин або монтажного інструменту, які під час роботи можуть потрапити в рухомі частини і спричинити аварію. Категорично забороняється залишати працюючу машину без нагляду, а також регулювати або змащувати її під час роботи.

7.1.2 Розрахунок опалення для комфортних умов проживання в одній квартирі

Розрахунок опалення проведемо для двохкімнатної квартири з площею опалюваних приміщень $S_0=53,73 \text{ м}^2$. Розрахунок проведемо за наявності жителів в кількості 4 чол. та для пустої квартири. Тепловиділення від людей складає 100Вт/люд. Обране опалення для розрахунку – водяне з можливим підключення до центральної мережі водяного опалення або за індивідуальним проектом.

У цьому випадку необхідно застосовувати спеціальні обрахунки для теплоакумулюючих і неакумулюючих частин квартири: $Q = Q_F + Q_W + Q_L$,

де Q_F – тепловтрати, Вт, через нетеплоакумулюючі частини квартири;

Q_W – тепловтрати, Вт, через теплоакумулюючі частини під час роботи системи опалення;

Q_L – витрати теплоти на нагрівання вентиляційного повітря, Вт.

Витрати через підлогу та стіни складуть: $Q_W = F_W / R_Z (t_1 - t_0) = (107,73 / 4,06) (16 - 5) = 2,56 \text{ кВт}$

Витрати теплоти на нагрівання вентиляційного повітря: $Q_L = 0,337 A_n h (t_6 - t_3) \cdot 10^{-3} = 0,337 \cdot 57,73 \cdot 3,0 (20 - 22) \cdot 10^{-3} = 3,5 \text{ кВт}$

A_n – площа підлоги приміщення, м^2 ;

h – висота приміщення від підлоги до стелі, м;

t_6 – розрахункова температура внутрішнього повітря, $^{\circ}\text{C}$;

t_3 – розрахункова температура зовнішнього повітря, $^{\circ}\text{C}$;

Витрати теплоти через нетеплоакумулюючі частини будівлі:

$Q = F_f k_f (t_i - t_a) = 5 \cdot 0,32 (20 - 22) = 3,2 \text{ кВт}$

де F_f – площа вікон, м^2 ; k_f – коефіцієнт теплопередачі закслених поверхонь, $\text{Вт}/(\text{м}^2\text{C})$;

Сумарне навантаження на систему опалення при повній відсутності жителів складе $Q_0 = 2,56 + 3,5 + 3,2 = 9,3 \text{ кВт}$.

Розрахунок теплового навантаження на систему опалення при заповненні:

$$Q_1 = 4 \cdot 100 = 0,4 \text{ кВт} - \text{ загальне тепловиділення від наявних відвідувачів};$$

Сумарне навантаження на систему опалення при мінімальній присутності $Q = 9,3 - 0,4 = 8,9 \text{ кВт}$.

Для забезпечення необхідного теплового режиму всередині квартири розрахуємо необхідну кількість радіаторів водяного опалення :

$$N = 9,3 / 1,056 = 8,8 \text{ шт.}, \text{ приймаємо } 9 \text{ штук.}$$

$$\text{де, } Q_0 = 9,3 \text{ кВт},$$

$-1,056 \text{ кВт}$ - теплова потужність радіатора опалення типу KORADO RADIK KLASIK Тип 10 .

Отже, відповідно до розрахунків тепловий режим квартири забезпечуватиметься радіаторним паленням з необхідною кількістю нагрівальних установок. В міру наповнення квартири жителями , для економії енергоресурсів необхідно виключати нагрівальні прилади. Водночас потрібно врахувати те, що необхідна кількість теплоти розраховувалась за температури зовнішнього повітря -22°C .

7.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

7.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

7.2.2 Стійкість багатоповерхової споруди від ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта. Основні з них такі:

1. Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$$L_p = H_1 + H_2 + (15 \dots 20), \text{ де } H_1 \text{ і } H_2 \text{ — висоти сусідніх будівель, м.}$$

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими каркасами в бетонній опалубці .

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами).

У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж

будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу [1].

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міській каналізаційній мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів

опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;
- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;
- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [1].

Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів.

Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень, створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_ϕ залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням інтегрального числення ускладнений. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої ΔP_ϕ як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

РОЗДІЛ 8

Екологія

8.1 Екологічні проблеми будівельної галузі

До найактуальніших проблем сьогодення, що торкаються кожного жителя планети й від яких залежить майбутнє людства, слід віднести екологічні проблеми. Виникли які не сьогодні й не вчора.

Із розвитком цивілізації та науково-технічного прогресу, бурхливим зростанням кількості населення на Землі, обсягів виробництва та його відходів, проблеми стосунків між природою та суспільством дедалі загострюються.

Видобуток будівельних матеріалів, їх транспортування, виробництво будівельних металів і, нарешті, саме будівництво є джерелом забруднення повітря, води і порушення землі.

Атмосферне повітря є одним з основних життєво важливих елементів навколишнього природного середовища. Повітря забруднюється різними газами, дрібними часточками і рідкими речовинами, які негативно впливають на живі істоти, погіршуючи умови їх існування.

Ґрунт — основний компонент наземних екосистем, що утворився протягом геологічних епох в результаті постійної взаємодії біотичних і абіотичних факторів. Як складний біоорганомінеральний комплекс ґрунти є природною основою функціонування екологічних систем біосфери.

Унаслідок забруднення ґрунтів фенольними сполуками змінюється їх структура, руйнуються деякі мінерали, утворюючи з металами, що містяться в них, сполуки халатів. Все це негативно впливає на життєдіяльність ґрунтової мікрофлори і рослин, на ферментативну активність ґрунтів і їх родючість.

Нагромадження твердих відходів і викидів на заселених площах - неминучий результат виконання будівельних робіт в сучасній цивілізації. Це можуть бути мінеральні відходи або відкладення твердих поблизу діючих будівництв.

Відвали промислових відходів займають значні площі, які стають непридатними для використання, причому вони розміщені так нераціонально, що іноді становлять серйозну загрозу для населення.

8.2 Забруднення довкілля при зведенні 10-поверхового житлового будинку

Використання сучасних засобів автотранспорту супроводжується не тільки забрудненням повітря але і значним рівнем шуму, який негативно впливає на стан здоров'я. Шум — це поєднання звуків різного походження. Для здоров'я шкідливі будьякі небажані звуки. Вони негативно впливають на нервову систему людини, викликають безсоння, нездатність зосередитися. Якщо шум постійно діє на людину, то можуть виникнути різні психічні порушення, серцево-судинні і шлунково-кишкові захворювання, хвороби шкіри, туговухість.

У містах, при будівництві різних об'єктів, таких як підземні залізниці, шосе, мости, прокладання підземних труб і кабелів, а також в промисловому і цивільному будівництві, мають широке використання різних силових установок.

На будівельному майданчику, в ході реалізації проекту та будівництва здійснюється використання різних будівельних машин і методів будівництва. Наприклад, в проектах, є земляні роботи вибухові, риття траншей, вирівнювання та очищення майданчика, трамбування, укладання та інші операції. Є також цілий ряд ударів. Таким чином, джерело шуму постійно змінюється.

Токсичними викидами ДВЗ є відпрацьовані гази і картерні гази, пари палива з карбюратора і паливного бака. Основна частка токсичних домішок надходить в атмосферу від ДВЗ з відпрацьованими газами. З картерними

газами і парами палива в атмосферу надходить - 45% C_nH_m від їхнього загального викиду.

Дослідження сполуки відпрацьованих газів ДВЗ показують, що в них міститься кілька десятків компонентів.

Діоксид сірки (SO_2) утворюється у відпрацьованих газах, що відпрацювали, у тому випадку, коли сірка міститься у вхідному паливі (дизельне паливо).

Аналіз даних показує, що найбільшою токсичністю володіють вихлопи карбюраторних ДВЗ за рахунок більшого викиду CO , NO_x , C_nH_m і ін. Дизельні ДВЗ викидають у великих кількостях сажу, яка у чистому вигляді не токсична. Однак, частки сажі несуть на своїй поверхні токсичні речовини, у тому числі і канцерогенні. Сажа може тривалий час знаходитися в зваженому стані в повітрі, збільшуючи тим самим час впливу токсичних речовин на людину.

Одним із джерел забруднення природних вод є комунальні стічні води.

Комунально-побутові стоки характеризуються з одного боку високим вмістом поживних речовин, необхідних рослинам, але з іншого боку – вмістом миючих засобів, фекалій, хвороботворних мікроорганізмів, яєць гельмінтів тощо.

Для прикладу, за 2003 рік у водойми України потрапило приблизно 850 тисяч тонн нафтопродуктів, мільйон триста тисяч тонн сульфатів, мільйон чотириста тисяч тонн хлоридів, сто тридцять тисяч тонн аміаку, сімдесят дві тонни нітратів, тисяча триста тонн заліза, сорок сім тонн цинку, 30 тонн міді, 23 тонни нікелю і 15 тонн хрому.

Водні ресурси, що формуються в межах України, надзвичайно обмежені. Їхній обсяг складає $52 \text{ км}^3/\text{рік}$, у тому числі поверхневі – до $39 \text{ км}^3/\text{рік}$, підземні – до $13 \text{ км}^3/\text{рік}$. Величина водоспоживання в країні неухильно наближається до межі ресурсів і досягає $30\text{-}36 \text{ км}^3/\text{рік}$. При цьому 88% основних рік мають екологічний стан басейнів, що оцінюються як

"погане", "дуже погане" і "катастрофічне". У 61% основних рік України вода оцінюється як "сильно забруднена", і тільки 3% рік мають воду задовільної чистоти.

Найбільш розповсюдженими забрудненнями водних джерел є нітрити (до 2 ГДК – гранично-допустимих концентрацій), феноли (до 16 ГДК) і нафтопродукти (до 10 ГДК), сполуки міді (до 11ГДК), цинку (до 10 ГДК), марганцю (до 50 ГДК). Колі-індекс (див. п. 12.1) води десятків малих рік України сягає від 2 до 20 тисяч. Вплив антропогенного фактора на вміст азоту в загальному змісті мінерального азоту в поверхневих водах деяких рік складає 92%.

Основними джерелами забруднення підземних вод є басейни побутових і промислових стоків, ділянки складування відходів, забруднені води поверхневих водоймищ, несправна каналізаційна мережа, надмірне застосування добрив та отрутохімікатів.

8.3 Заходи щодо екологічної безпеки при зведенні 10-поверхового житлового будинку

Розміщення дороги, санітарно-побутових вагончиків і інших пристроїв передбачається з максимальним збереженням дерев, чагарників і трав'яної рослинності.

При виконанні планувальних робіт ґрунтовий шар заздалегідь знімається і складається для подальшого використання. Зняття і нанесення родючого шару слід проводитися коли ґрунт знаходиться в немерзломому стані. Не допускається непередбачена проектною документацією вирубка дерев і чагарника, засипка ґрунтом стовбурів і корневих шийок деревно-чагарникової рослинності.

Зони роботи будівельних машин і маршрути руху засобів транспорту встановлюються з урахуванням вимог по запобіганню пошкодженню насаджень.

Для забезпечення охорони навколишнього середовища опалювання санітарно-побутових приміщень, підігрів води проводиться електричними приладами заводського виготовлення.

Обладнаний стенд з охорони довкілля поблизу побутових приміщень.

Обладнані місця на спеціально підготовленому майданчику для збору побутового сміття.

Будівельне сміття не скидається через дверні і віконні отвори або з лісів, а спускається по закритих жолобах або в контейнерах безпосередньо в машину і регулярно вивозиться з майданчика або використовується для будівельних потреб.

При виконанні будівельно-монтажних робіт дотримані вимоги по запобіганню запиленої і забрудненості повітря. Не допускається при прибиранні відходів і сміття скидати їх з поверхів будівлі без застосування закритих лотків. У суху погоду поверхня будмайданчика регулярно обприскується водою.

Передбачається виконанням робіт шумними механізмами в першу зміну. Для пониження шуму на будівельному майданчику виключається одночасна робота декількох машин з високим рівнем шуму. Одним із заходів, що знижують шум на будівельному майданчику, є застосування техніки на пневмоколісному ході і арочних шинах замість гусеничного ходу.

На машинах і механізмах встановлюються каталітичні фільтри, сприяючі нейтралізації і очищенню відпрацьованих газів. Перехід будівельних машин на електропривод і застосування електричної енергії для технологічних потреб замість твердого і рідкого палива дозволяє повністю влаштувати шкідливі викиди в атмосферу. При заправці, регулюванні і ремонті техніки, під нею встановлюється піддон.

На пунктах технічного обслуговування машин встановлюються ємкості для збору відпрацьованих нафтопродуктів.

Для запобігання забрудненню ґрунту і води влаштований необхідний пристрій механізованої і автоматизованої заправки механізмів і організація збору відпрацьованих масел, а при зміні сезону – відправка їх на регенерацію.

Впровадження пакетування вантажів сприяє охороні навколишнього середовища.

Таким чином, вирішення проблеми навколишнього середовища при будівництві комунікацій повинне базуватися на біологічних, екологічних, економічних і інженерно-технічних дослідженнях.

ЗАГАЛЬНИЙ ВИСНОВОК

Диплома робота на тему „Проект 10-поверхового трисекційного житлового будинку в Тернополі з дослідженням гвинтових паль” виконаний згідно з завданням, виданим кафедрою.

Диплома робота включає такі розділи: архітектурний, розрахунково-конструктивний, організаційно-технологічний, економічний, спеціальний, науково-дослідницький, екологічний, охорону праці та безпеку в надзвичайних ситуаціях. В архітектурному розділі розроблений генеральний план будівлі з урахуванням вимог ДБН „Генеральні плани”, вирішені об’ємно-планувальна та конструктивна побудова будівлі. В генеральному плані враховані питання вимог сучасної забудови, об’ємно-планувальне рішення відповідає нормативним вимогам. В будівлі застосовані сучасні ефективні і доступні конструкції. В розрахунково-конструктивному розділі запроектоване монолітне ребристе перекриття. Також розрахований фундамент стаканного типу.

Основна увага приділяється конструктивно-розрахунковому та науково-дослідницькому розділам. Організація будівництва представлена будівельним генеральним планом. В будівельному генеральному плані вирішене питання установки та переміщення основних машин і механізмів, складування матеріалів і конструкцій на території будівництва та санітарно-побутового обслуговування працівників. В складі проекту проведені дослідження гвинтових паль.

Література

1. Бирюлев В. В. Проектирование и расчет несучих элементов легких металлических конструкций. Учебное пособие. Новосибирск изд.НИСИ им. В.В.Куйбишева. 1981.
2. Васильев А. А. Металлические конструкции, Учебное пособие для вузов, Стройиздат ,1975.
3. Беленя Е. И. Металлические конструкции, учебник для вузов, Стройиздат, 1985.
4. Мельникова Н. П. Металлические конструкции, Справ очник проектировщика, Стройиздат, 1980.
5. Мандриков А. П. Примеры расчета металлических конструкций: учебное пособие для техникумов, Стройиздат 1991-431с.
6. Рускевич И.Л. “Справочник по инженерно - строительному черчению”. К. 1987.
7. Архитектурное проектирование: Учебн. Для техникумов / М.И. Тосунова, М.М. Гаврилова, И.В. Полещук. Под ред. М.И. Тосуновой. – М.: Высшая школа, 1988. – 288с.
8. Архитектура гражданских и промышленных зданий. Т.2. Основы проектирования / Л.Б. Великовский – М.: Стройиздат, 1976. – 215с.с.141-169.
9. Методичні вказівки 053-2У до виконання курсового проекту з курсу “Механіка ґрунтів, основи і фундаменти” з прикладами розв’язання типових задач для студентів спеціальностей 29.03 і 29.08 всіх форм навчання / Клименко Л.І., Рівне:УПВГ, 1990 – стор.57/.
- 10.Методичні вказівки 053-71 “Інженерно – геологічні умови будівельних майданчиків” додаток до завдання на виконання курсового проекту з курсу “Механіка ґрунтів, основи і фундаменти” студентами спеціальності 6.092101 “Промислове та цивільне будівництво” стаціонарної та заочної форм навчання / М.О.Фурсович, Г.Ф.Федорчук, - Рівне: УДУВГтаП, 2002, - 17с.
- 11.А.П. Снижко, Г.М. Батура Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. ВШ., К., 1991 г.–200 с.
- 12.И.П. Сытник Организация планирование и управление строительством. ВШ., К., 1978 г.–376 с.
- 13.Рогожин П.С. , Гойко А.Ф. Економіка будівельних організацій . –К.: Видавничий дім “Скарби” . 2001, -448с .
- 14.Педан М.П. Экономика строительства . –М.: Стройиздат ,1982. –571с.
- 15.Справочник экономиста-строителя / Рогожин П.С. –4-е изд., перераб. и доп. –К.: Будівельник ,1980. –386с.
- 16.Методичні вказівки з розробки економічної частини дипломного проекту студентами денної та заочної форм навчання спеціальності 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” , що виконують

- дипломні проекти на кафедрі інженерних конструкцій / І.К. Левун, Рівне, УДАВГ, 1997. –36с. Шифр 067-139.
17. Державні будівельні норми України. Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, виробу і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97. Частина I. Будівельні матеріали. -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України, 1997. –342с.
 18. Державні будівельні норми України. Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, виробу і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97. Частина II. Будівельні конструкції та виробу. -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України, 1997. –169с.
 19. Державні будівельні норми України. Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, виробу і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97. Частина III. Матеріали та виробу для санітарно-технічних робіт. -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України, 1997. –143с.
 20. Державні будівельні норми України. Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, виробу і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97. Частина IV. Місцеві матеріали. -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України, 1997. –360с.
 21. Державні будівельні норми України. Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, виробу і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97. Частина V. Матеріали, виробу і конструкції для монтажних та спеціальних будівельних робіт. -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України, 1997. –268с.
 22. Державні будівельні норми України. Збірник кошторисних цін на вантажі для будівництва (ЗКЦПВ-97). -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України, 1997. –317с.
 23. Державні будівельні норми України. Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи: ДБН Д.1.1-2-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –18с.
 24. Державні будівельні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи: Збірник 6. Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні: ДБН Д.2.2-6-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –66с.
 25. Державні будівельні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи: Збірник 7. Бетонні та залізобетонні конструкції збірні: ДБН Д.2.2-7-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –103с.
 26. Державні будівельні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи: Збірник 8. Конструкції з цегли та блоків: ДБН Д.2.2-8-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –102с.
 27. Державні будівельні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи: Збірник 13. Захист будівельних конструкцій та устаткування від корозії: ДБН Д.2.2-13-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –56с.

28. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи : Збірник 15 . Оздоблювальні роботи : ДБН Д.2.2-15-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –102с.
29. Строительные краны . Справочник / В.П. Станевский . –К.: Будівельник ,1984. –240с.
30. Державні будівельні норми України . Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів : ДБН Д.2.7-2000. -Вид. офіц. –К.: “Інпроект” , 2001. –180с.
31. Державні будівельні норми України . Збірник норм та розцінок для визначення кошторисної вартості експлуатації будівельних машин та механізмів (ЗНіРЕМ-93/97) ДБН IV-3-97 . –Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –125с.
32. Державні будівельні норми України . Правила визначення вартості будівництва : ДБН Д.1.1-1-2000. -Вид. офіц. –К., 2000. –185с.
33. Практика формування взаємовідносин у будівництві в умовах однорівневої системи ціноутворення . Збірник офіційних нормативних документів / Уклад. А.В. Беркута , Л.І. Губень , В.Г. Іванькіна , Т.О. Шаденова . Держбуд України . –К.: НФВ “Інпроект” , 2002. –320с.
34. Державні будівельні норми України . Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи : ДБН Д.1.1-2-99 . -Вид. офіц. –К., 2000. –18с.
35. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи : Збірник 1. Зеляні роботи : ДБН Д.2.2-1-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –184с.
36. Щодо поточних цін на матеріали , вироби та конструкції при визначенні вартості будівництва за однорівневою системою ціноутворення . –Рівне , ЦНТІ , 2001 . 50с.
37. Методичні вказівки до розробки розділу “Економіка будівництва” в дипломних проектах студентами денної та заочної форм навчання за фахом 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” / І. К. Левун , РДТУ , 1999 . –64с. Шифр 067-140 .
38. Охрана труда в строительстве. Учебник для строительных вузов и факультетов. Пчелинцев В.А. – М.: Высш. шк., 1991. – 272с.: ил.
39. Инженерные решения по охране труда в строительстве. Справочник строителя. Орлов Г.Г. – М.: Стройиздат, 1985. – 278с.: ил.
40. Методичні вказівки до розробки питань з охорони праці в дипломних проектах для студентів спеціальностей 7.09.2102 “Промислове та цивільне будівництво”. Кривець О.П. –Рівне: РДТУ, 2000, –27с.
41. ДБН В.1.2- 2_2006 Нагрузки и воздействия. – 2006.