

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

Факультет будівництва та
архітектури

Кафедра технології та
організації будівництва



ДИПЛОМНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

на тему: Житловий 52-х квартирний будинок у м. Львів з аналізом
технології зведення будівель із трубобетонних вертикальних
конструкцій

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

РЕФЕРАТ

Житловий 52-х квартирний будинок у м. Львів з аналізом технології зведення будівель із трубобетонних вертикальних конструкцій.

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

Дипломний проект: 89с. текст. част., 19 рис., 13 таблиць, ___ арк. граф. част., 68 джерел.

Розроблено 52-х квартирний будинок з архітектурно-будівельним обґрунтуванням, запроектовано палеві фундаменти, розроблено технологічні карти на зведення будівлі та на влаштування палей, календарний графік виконання робіт, бюджетплан. Проведено аналіз технології зведення будівель із трубобетонних вертикальних конструкцій.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	8
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	9
1.1 Загальні положення	9
1.2 Генплан	10
1.3 Об'ємно-планувальний вирішення	10
1.3.1 Фундаменти	11
1.3.2 Зовнішні стіни	11
1.3.3 Зовнішнє оздоблення	11
1.3.4 Перегородки	11
1.3.5 Перекриття з покриття.....	11
1.3.6 Внутрішнє оздоблення	11
1.3.7 Підлоги.....	12
1.3.8 Вікна і дверей	12
1.3.9 Кухні.....	12
1.3.10 Ванні кімнати і санвузли.....	12
1.3.11 Сходова клітка.....	12
1.3.12 Ліфти	13
1.3.13 Опалення.....	13
1.3.14 Водопостачання.....	13
1.3.15 Каналізація.....	13
1.3.16 Енергопостачання	13
1.4 Архітектурно-конструктивне вирішення	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	15
2.1 Інженерно-геологічні умови.....	15
2.2 Збір навантажень	16
2.3 Варіантне проектування.....	17
2.3.1 Розрахунок пальового фундаменту	17
2.3.2 Розрахунок стрічкового фундаменту	21
2.3.3 Розрахунок буроін'єкційних паль	24
2.4 Розрахунок фундаменту під колони підземного гаража	27

	6
РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.....	29
3.1 Загальна частина.....	29
3.2 Розрахунок об'ємів робіт, трудомісткості, потреби в основних будівельних матеріалах, напівфабрикатах, виробих і конструкціях.....	30
3.3 Вибір методів виконання будівельно-монтажних робіт.....	33
3.3.1 Виконання земляних робіт	34
3.3.2 Зведення підземної частини будинку	34
3.3.3 Зведення надземної частини будинку.....	35
3.4 Технологічна карта зведення будинку змінної поверховості.....	36
3.5 Технологічна карта на влаштування пального фундаменту.....	37
3.5.1 Основні вказівки за технологією.....	37
3.5.2 Склад і послідовність виконання основних процесів.	38
3.5.3 Техніка безпеки при роботі з копрами.....	39
3.5.4 Контроль якості виконання паливих робіт.....	40
3.5.5 Операційний контроль.....	40
3.5.6 Приймальний контроль	41
3.6 Проектування будгенплану.....	41
3.6.1 Розрахунок потреби в тимчасових будинках, спорудах, складах... ..	41
3.6.2 Розрахунок потреби будівництва у воді, електроенергії, стисненому повітрі	43
3.6.3 Техніко-економічні показники	44
РОЗДІЛ 4 ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА.....	46
4.1 Зведений кошторисний розрахунок	47
4.2 Об'єктний кошторис	50
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ	53
5.1 Передбачені проектом вирішення і заходи щодо виробничої санітарії, пожежної безпеки і безпеки праці	53
5.2 Розрахунок строп.....	54
РОЗДІЛ 6 НАУКОВА РОБОТА	56
6.1 Вітчизняний і закордонний досвід застосування трубобетонних конструкцій при зведенні каркасних будинків.....	56

6.2	Метод розрахунку трубобетонних елементів.....	62
6.2.1	Метод розрахунку центрально стиснутих трубобетонних елементів	62
6.2.2	Розрахунок трубобетонних конструкцій на центрово і позацентровий стиску відповідно до вітчизняних і закордонних норм	65
6.3	Порівняння будівельно-технологічних характеристик каркаса будинку при заміні залізобетонних колон на трубобетонні.....	66
6.3.1	Мета і об'єкт порівняння	66
6.3.2	Добір перерізу трубобетонних колон	68
6.4	Технологія зведення каркасних будинків з колонами із трубобетона	71
6.4.1	Конструктивно-технологічне вирішення стику трубобетонних колон у каркасних будинках	72
6.4.2	Організаційно-технологічна модель зведення багатоповерхового каркаса із трубобетонними колонами	76
6.4.3	Монтаж балкового перекриття	78
6.4.4	Монтаж безбалкового перекриття.....	79
6.4.5	Одноциклічне бетонування конструкцій.....	80
6.5	Результати аналізу порівняння	81
	ВИСНОВКИ	83
	БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	84

ВСТУП

Залежно від містобудівних, природних, будівельно-технічних (умов місць будівництва, а також від особливостей виду трудової діяльності і побуту населення застосовують житлові будинки з різною поверховістю, планувальною і об'ємно-просторовою структурою, характером зв'язків з навколишнім середовищем.

Правильний вибір поверховості житлових будинків і їх об'ємно-планувальної структури має важливе значення як в економічному, так містобудівному та архітектурному відношенні, так і для вирішення соціальних значимих проблем. Забезпечення необхідних сприятливих умов життя і життєдіяльності населення.

Останнім часом усе більшою популярністю користується тип забудови середньої і малої поверховості.

При виборі поверховості багатоквартирних житлових будинків поряд із містобудівними-архітектурними першорядне значення мають економічні фактори (влаштування ліфтів, інклюзивність об'єкта, суттєво здорожчує зведення і особливо експлуатацію житлових будинків). Малоповерхову забудову широко застосовують у малих, середніх і частково у великих містах (з населенням 50 - 250 тис. люд) і в селищах (на 10 і більш тис. люд), що дозволяє досить доцільно використовувати територію, інженерні мережі, благоустрій і транспорт населених місць такої величини.

Типологія житла активно розростається. Поняття «соціальні норми» редукувалося, зате значення споживчої привабливості житла в очах забудовників, будівельників, та і проектувальників зросло. Поки в Україні типологічна палітра житла бідна. Це соціальне (муніципальне житло, відомчі і інститутські гуртожитки) та комерційне житло, у якому існує класифікація з досить розпливчастими границями: «економ», «стандарт» і «люкс».

По своєму призначенню, тобто по контингенту заселення, для якого вони призначені, і часу проживання житлові будинки підрозділяють на чотири основні види: житлові будинки для посімейного заселення і постійного проживання; гуртожитку для тимчасового (тривалого) проживання; готелі для короткочасного проживання; інтернати для постійного проживання інвалідів та старших людей.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальні положення

Проектований будинок буде розташовуватися в м. Львів.

Перенасичення Львова автомобілями створило ряд транспортних проблем, серед яких слід зазначити:

- значне забруднення навколишнього середовища;
- транспортні затори на вулицях;
- порушення умов безпеки руху.

При плануванні міста не було передбачене відведення місць під гаражі і стоянки в цьому мікрорайоні, що спричинило проблему, що стала в наші дні найбільш гострою. Це проблема розміщення транспортних засобів.

У зв'язку з вищевикладеним розроблений і запроектований у дворі будинку підземний гараж.

Оптимальним варіантом було б з'єднання фундаментів будинку і фундаментів гаража. Але, у зв'язку з тим, що запроектований будинок - підвищеної комфортабельності і з урахуванням близького розташування ґрунтових вод, які б ускладнили і здорожчили будівництво, було прийняте рішення влаштувати гараж у дворі будинку.

У якості об'ємно-планувального вирішення прийнятий зальний тип гаража. Висота гаража прийнята згідно з будівельними нормами – 2,0 м, розміри одного паркомісця – 2,2 × 4,6 м.

Для запобігання можливих пожеж, а також для швидкої їхньої ліквідації в підземному гаражі вжиті спеціальні заходи.

Несучі конструкції гаража: стіни, колони, перекриття захищені вогнестійкими покриттями, що мають ступінь вогнестійкості не менше 2 год, двері – не менше 30 хв.

Для швидкої евакуації людей передбачений прохід шириною 0,8 м. Для гасіння пожеж запроектоване влаштування пожежогасіння.

1.2 Генплан

Архітектурно-планувальні рішення генерального плану розроблені відповідно до призначення проєктованого будинку, з урахуванням раціонального використання складного рельєфу, дотримання санвузлах і протипожежних норм.

Рельєф ділянки характеризується відмітками 215,00 ÷ 220,00. Генеральний план виконано в масштабі 1: 500.

Підземні води розкриті свердловинами на глибині 9,5 – 9,8 м. По ґрунтових умовах на просадочність майданчик відноситься до І-го типу.

По ступеню складності інженерно-геологічних умов майданчик відноситься до II-ї категорії. Ґрунти не мають агресивні властивості до будь-яких марок бетону і до залізобетонних конструкцій.

Планувальні відмітки проєктованого будинку визначені з урахуванням рельєфу місцевості і узгоджені з інженерно-геодезичними відмітками.

Водовідвід від будинку здійснений до лотків автодоріг з наступним випуском у знижені місця рельєфу. Для забезпечення необхідних санітарно-гігієнічних умов на майданчику намічений комплекс заходів щодо благоустрою і озелененню. На ділянках, вільних від забудови, передбачається влаштування газонів, чагарників, квітники, листяні дерева рядової посадки.

Підземні мережі водопостачання, каналізації, електрокабелі і теплові мережі проєктовані в каналі. Така прокладка інженерних мереж забезпечує зручність їх обслуговування в процесі експлуатації.

1.3 Об'ємно-планувальний вирішення

Проєктований будинок відноситься до секційного типу. Квартири розміщуються поповерхово, пов'язані з вузлом вертикальних комунікацій і мають входи зі сходових майданчиків.

Будинок виконаний з перепадом по поверховості. 9-ти поверхова частина будинку розташована і 7-ми поверхова частина.

Фасади будинку розроблені в контексті з історичним середовищем центральної частини міста і відрізняються ретельним проробленням пластики і деталей фасаду, а також його силуету.

Планування будинку організують 2-х, 3-х і 4-х кімнатні квартири, запроектовані з врахуванням сучасних комфортабельних норм проживання. Висота поверху – 3,1 м.

1.3.1 Фундаменти

Під житловий будинок запроектовані палеві фундаменти, із залізобетонними ростверками.

1.3.2 Зовнішні стіни

Зовнішні стіни запроектовані у вигляді багатошарової кладки із керамічної глинистої цегли. Утеплювач – мінераловатні плити.

1.3.3 Зовнішнє оздоблення

Зовнішнє оздоблення виконується без оштукатурювання поверхонь. Кладка зовнішнього шару багатошарової конструкції стіни виконується з розшивкою швів.

1.3.4 Перегородки

Перегородки в приміщеннях запроектовані із газоблоку D600 товщиною 120 мм, а у ванних кімнатах і санвузлах з керамічної цегли товщиною 120 мм.

1.3.5 Перекриття з покриття

Перекриття і покриття запроектовані з типових збірних пустотних залізобетонних плит з попередньо напруженою арматурою. Застосування збірних плит перекриття і покриття збільшує швидкість зведення будинку.

1.3.6 Внутрішнє оздоблення

Внутрішнє оздоблення у квартирах стіни оклеюється шпалерами після штукатурки цегляних стін. Кухні гіпсуються і малюються водоемульсійними фарбами, а ділянки стін над санітарними приладами облицьовуються глазурованою плиткою. В санвузлах підлоги з керамічної плитки. Стіни і стелі фарбуються водоемульсійною фарбою за 2 рази.

1.3.7 Підлоги

Підлоги в житлових кімнатах відповідають вимогам несучої здатності, опірності зношування, достатньої еластичності, безшумності, зручності збирання. Покриття підлоги у квартирах прийняте з ламінату на теплоізолюючій основі. Підлоги у ванних кімнатах і санвузлах виконані з керамічної плитки. Стяжка виконується із цементно-піщаного розчину.

1.3.8 Вікна і дверей

Вікна і дверей прийняті за ДСТУ відповідно до площі кімнат. Усі житлові кімнати мають природне освітлення. Кімнати у квартирах мають окремі входи. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні по напрямкові руху, на вулицю виходячи з умов евакуації людей з будинку при пожежі. Дверні коробки закріплені в прорізах турбошурупамі.

1.3.9 Кухні

Кухні обладнані витяжною природньою вентиляцією.

Кухні обладнані газовою плитою і санітарно-технічним приладом – мийкою.

1.3.10 Ванні кімнати і санвузли

Ванні кімнати і санвузли обладнані витяжною природньою вентиляцією.

Ванні кімнати і санвузли оздоблюються керамічною плиткою на висоту 2,1 м від рівня підлоги.

1.3.11 Сходова клітка

Сходова клітка запланована як внутрішня повсякденної експлуатації, зі збірних залізобетонних елементів. Сходи двухмаршеві з обпиранням на сходові майданчики. Ухил сходів 1:2. Зі сходової клітки є вихід на покрівлю по металевих сходах, обладнаний вогнестійкими дверима. Сходова клітка має штучне і природне освітлення через віконні прорізи. Усі двері по сходовій клітці і у тамбурі відкриваються убік виходу з будинку за умовами пожежної безпеки. Огородження сходів виконується з металевих перил, а поручень оздоблений пластмасою.

1.3.12 Ліфти

Система керування ліфтів змішана збірна по наказах і викликах при русі кабіни вниз.

Машинне відділення ліфта розміщується на покрівлі.

1.3.13 Опалення

Опалення і гаряче водопостачання запроектоване з магістральних теплових мереж, з нижнім розведенням по підвалу. Приладами опалення служать конвектори. На кожен секцію виконується окремий тепловий вузол для регулювання і обліку теплоносія. Магістральні трубопроводи і труби стояків, розташовані в підвальній частині будинку ізолюються і покриваються алюмінієвою фольгою.

1.3.14 Водопостачання

Холодне водопостачання запроектоване від внутрішньо-квартального колектора водопостачання із двома підключеннями. Вода на кожен секцію подається по внутрішньо-будинковому магістральному трубопроводу, розташованого в підвальній частині будинку, який ізолюється і покривається алюмінієвою фольгою. На кожен секцію і вбудований блок встановлюється рамка введення. Навколо будинку виконується магістральний пожежний господарсько-питний водопровід з колодязями, у яких встановлені пожежні гідранти.

1.3.15 Каналізація

Каналізація виконується внутрішньо-майданчикова з підключенням у колодязі внутрішньо-квартальної каналізації. З кожної секції виконуються самостійні випуски господарсько-фекальної і дощової каналізації.

1.3.16 Енергопостачання

Енергопостачання виконується від підстанції із живленням кожної секції двома кабелями: основним і запасним. Всі електрощитові розташовані на перших поверхах.

Таблиця 1.1 – Внутрішнє оздоблення будинку

Тип приміщення	Вид оздоблення			
	Підлога	Стеля	Стіни	Віконні і дверні прорізи
1	2	3	4	5
Житлові кімнати	штучний дубовий паркет (ламініат)	побілка	обклеювання шпалерами	віконні прорізи – металопластик, двері – поліпшене фарбування
Кухні	керамічна плитка	те ж	робоча стіна – облицювання плиткою на висоті до 1,8 м, решта – фарбування	те ж
Санвузли	керамічна плитка	-"-	облицювання плиткою до 2,1 м, решта – побілка	двері – поліпшене фарбування

1.4 Архітектурно-конструктивне вирішення

У конструктивному відношенні житловий будинок являє собою будинок з несучими і самонесучими стінами із цегли і збірними залізобетонними перекриттями.

Стіни із керамічної цегли з утепленням мінераловатними плитами.

Кладка стін нижче відм. 0,000 ведеться з повнотілої керамічної цегли і бетонних стін підвалу.

Перекриття – збірні залізобетонні плити серії 1.141 – 1 і серії 1.241 – 1.

Перемички з залізобетонні.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Інженерно-геологічні умови

Інженерно-геологічна обстановка на відведеній під будівництво території спокійна. Ґрунти основи мають шарувате нашарування з витриманим заляганням шарів:

1 шар – суглинок зелено-коричневий із включенням щебня і деревини (товщина шару 8,5 м);

2 шар – глина зелено-сіра тугопластична із щебнем і деревиною (товщина шару 6 м);

3 шар – пісок зелено-сірий, дрібний, щільний і з середньою щільністю, водонасичений (товщина шару 1 м);

4 шар – глина темно-сіра, напівтверда, (товщина шару 0,5 м);

5 шар – глина тверда, чорна, тріщинувато-плитчаста, з піщаником.

Ґрунтові води розташовано на глибині 3,65 м.

Кліматичні умови: III кліматичний район зі сніговим навантаженням 1 кПа.

Таблиця 2.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ шару	Найменування ґрунту	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	γ_{sb} , кН/м ³	φ , гради	c , МПа	e	S_r	E , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Насипний			14,7							
2	Суглинок вище рівня ґрунтових вод	1,89	2,7	18,5	26,5	9,4	24	0,015	0,76	0,86	7
3	Суглинок нижче рівня ґрунтових вод	1,84	2,73	18,1	26,8	9,6	21	0,018	0,75	0,95	5
4	Глина тугопластична	1,83	2,75	18,0	27,0	8,3	17	0,022	1,05	0,95	6
5	Пісок дрібний	1,5	2,65	14,7	26,0	9,7	31	0,002	0,65	0,95	10

6	Глина напівтверда	1,88	2,76	18,4	27,1	8,3	18	0,033	1,05	0,95	13
7	Глина тверда	1,9	2,78	18,6	27,3	7,9	17	0,05	1,2	0,95	21

2.2 Збір навантажень

Розрахунок навантажень виконується в табличній формі на вантажну площу ($A = 53,9 \text{ м}^2$) по осі 10.

Таблиця 2.2 – Збір навантажень

Навантаження	Нормативне навантаження на 1 м^2 , кПа	Нормативне навантаження на площу, кПа	Коефіцієнт за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, кПа
1	2	3	4	5
Постійна:				
Захисний шар із гравію, $\delta = 20 \text{ мм}$ ($\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$)	0,42	22,64	1,3	29,43
Гідроізоляція (4 шару руберойду)	0,2	10,78	1,3	14,01
Цементно-піщана стяжка, $\delta=30 \text{ мм}$ ($\gamma=2,2 \text{ кН/м}^3$)	0,54	37,73	1,3	49,05
Керамзит, $\delta=200 \text{ мм}$ ($\gamma=6 \text{ кН/м}^3$)	1,2	64,68	1,3	84,08
Пароізоляція (1 шар руберойду)	0,04	2,16	1,3	2,8
Цементно-піщана стяжка, $\delta=20 \text{ мм}$ ($\gamma=2,2 \text{ кН/м}^3$)	0,36	19,4	1,3	25,23
Залізобетонні плити покриття, $\delta=220 \text{ мм}$ ($\gamma=25 \text{ кН/м}^3$)	5,5	296,45	1,1	326,1
Стіни із керамічної цегли за винятком прорізів, $\delta=640 \text{ мм}$ ($\gamma=18$ кН/м^3)	-	29557,7	1,1	3253,5

Залізобетонні плити перекриття, $\delta=220$ мм ($\gamma=24$ кН/м ³)	36,96	1992,1	1,1	2191,36
Цементно-піщана стяжка, $\delta=20$ мм ($\gamma=18$ кН/м ³)	2,52	135,8	1,3	176,54
Паркет, $\delta=8$ мм ($\gamma=8$ кН/м ³)	0,488	24,15	1,3	31,4
Цокольна частина, $\delta=600$ мм ($\gamma=24$ кН/м ³)	-	441,68	1,1	485,85
				$q=6669,35$
Тимчасова:				
Снігова	1	53,9	1,4	75,46
Від понижувального коефіцієнта	2	107,8	1,4	150,92
				$v=226,38$

Повне навантаження $P = \sum(q + v) = 6895,73$ кПа

Погонне навантаження $P_{\text{погон}} = \frac{\sum(q + v)}{l} = \frac{6895,73}{12,78} = 540$ кН/п.м.

2.3 Варіантне проектування

2.3.1 Розрахунок пальового фундаменту

Виконаємо розрахунок фундаменту із забивних паль під навантаження $N = 540$ кН/м.

Вихідні дані: переріз палі 250×250 мм, довжина 10 м.

Визначення несучої здатності паль

Несуча здатність забивних паль визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)$$

$\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$A = 0,0625$ м – площа обпирання на ґрунт палі;

$R = 3755$, кПа – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

$u = 1$ м – зовнішній периметр поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cr}, \gamma_{cf} = 1$ - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно на бічній поверхні палі і під нижнім кінцем палі;

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

h_i – товщина i -го шару ґрунту.

$$f_1(3,15) = 39,44; f_2(4,65) = 27,8; f_3(6,65) = 31,02; f_4(8,65) = 32,63;$$

$$f_5(10,15) = 33,41; f_6(11,6) = 46,37$$

Підставляючи f_i у формулу, одержимо:

$$F_d = 3755 \cdot 0,0625 + 1 \times \\ \times (39,44 + 2 \cdot 27,8 + 31,02 \cdot 2 + 32,63 \cdot 2 + 33,41 \cdot 1 + 46,37 \cdot 1,9) = 735,22 \text{ кПа}$$

Розрахункове навантаження, що допускається, на палю: $P = \frac{F_d}{f_k}$

де $f_k = 1,4$ – коефіцієнт надійності, приймається згідно ДБН.

$$P = \frac{735,22}{1,4} = 525,16 \text{ кПа}$$

При дворядному розташуванні паль, відстань між палями визначається за формулою:

$$\alpha \leq \frac{m_p \cdot F_d}{N \cdot \gamma_k \cdot \gamma} = \frac{2 \cdot 735,22}{540 \cdot 1,05 \cdot 1,4} = 1,85$$

$m_p = 2$ - прийняте число рядів паль. Приймаємо $\alpha = 0,9$.

Проектуємо ростверк $b = 1,2$ м, $h = 0,6$ м.

Визначення осідання пального фундаменту $b \times l = 1,2 \times 12,78$ м

Навантаження на куц $N_k = N \cdot l = 540 \cdot 12,78 = 6901$ кН.

Вага ростверку $G_p = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 12,78 \cdot 22 = 223$ кН.

Середнє значення кута внутрішнього тертя ґрунту в межах довжини палі:

$$\phi_{II,cp} = \frac{\sum_{i=1}^n \phi_{II,i} \cdot d_i}{d}$$

$$\phi_{cp} = \frac{\phi_{суг,1} \cdot 1 + \phi_{суг,2} \cdot 7 + \phi_{гли} \cdot 1,9}{1 + 7 + 1,9} = \frac{24 \cdot 1 + 21 \cdot 7 + 17 \cdot 1,9}{9,9} = 20,54^\circ$$

Передача напружень бічною поверхнею палі відбувається під кутом $0,25^\circ$

$$\phi_{II,cp} = 5^\circ 23', \quad \operatorname{tg} \left(\frac{\phi_{II,cp}}{4} \right) = 0,0945.$$

Розміри підосви умовного фундаменту становить

$$b_{ум} = 1,2 + 2 \cdot (9,9 \cdot 0,0945) = 3,1 \text{ м.}$$

$$l_{ум} = l = 12,78 \text{ м.}$$

Вага палі становить $G_{пали} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho = 13,75$ кН,

об'єм ростверку $V_{роств} = 12,78 \cdot 0,6 \cdot 1,2 = 9,2$ м³,

об'єм палі $V_{пали} = 9,9 \cdot 0,0625 \cdot 14 = 8,66$ м³,

об'єм умовного фундаменту $V_{ум.фун} = 12,78 \cdot 3,1 \cdot (9,9 + 2,65) = 497,2$ м³,

об'єм ґрунту в межах умовного фундаменту

$$V_{гр.ум.фун} = 497,2 - 9,2 - 8,66 = 479,34 \text{ м}^3.$$

Тоді загальне навантаження на підшву умовного фундаменту буде:

$$G_{\text{загал}} = 6901 + 223 + 479,34 \cdot 9,8 = 11821,5 \text{ кН.}$$

На рівні підшви умовного фундаменту тиск від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{zg,0} = 1 \cdot 26,5 + 7 \cdot 9,6 + 1,9 \cdot 8,3 = 110 \text{ кПа,}$$

$$P_0 = \frac{11821,5}{3,1 \cdot 12,78} = 298,39 \text{ кПа.}$$

Додатковий тиск $P_0 = P - \sigma_{zg,0}$; $P = 298,39 - 110 = 188,39 \text{ кПа.}$

Розбиваємо стиснуту товщу на шари товщиною $h_i \leq 0,4b_{\text{ум}} \leq 0,4 \cdot 3,1 \leq 1,24 \text{ м.}$

Таблиця 2.3 – Фізико механічні характеристики і напруження в ґрунті

$z, \text{ м}$	$\gamma_{sb}, \text{ кН/м}^3$	$\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	ξ	α	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zpi}, \text{ кПа}$
1	2	3	4	5	6	7
0	8,3	110	0	1	188,39	180,57
1	8,3	118,3	0,65	0,917	172,75	154,67
2	8,3	126,6	1,29	0,725	136,58	120,19
3	8,3	134,9	1,94	0,551	103,8	91,65
4,1	8,3	144	2,65	0,422	79,5	71,12
5,1	9,7	159,5	3,29	0,333	62,73	59,63
5,6	8,3	156,5	3,61	0,3	56,52	52,94
6,6	7,9	162,1	4,26	0,262	49,36	43,9
7,6	7,9	170	4,9	0,204	38,43	35,32
8,6	7,9	<u>177,9</u>	5,55	0,171	32,21	20,63
9,6	7,9	185,84	6,19	0,048	9,04	

$$0,2 \cdot \sigma_{zg}(8,6) = 35,58 > \sigma_{zp} = 32,21$$

$$H_c = 9,9 + 8,6 + 2,65 = 21,15$$

$$h = 9,9 + 2,65 = 12,55$$

$$\frac{H_c}{h} = \frac{21,15}{12,55} = 1,69$$

Визначаємо осідання за формулою $S = \frac{n(1-v^2)}{\pi E} \delta_0$,

де v – коефіцієнт Пуассона, для глини $v = 0.42$;

n – погонне навантаження;

δ_0 – коефіцієнт, визначений по номограмі.

$$\bar{b} = \frac{b}{h} = \frac{1.2}{12.55} = 0.08 \Rightarrow \delta_0 = 1.78$$

$$S = \frac{540(1-0.42^2)}{3.14 \cdot 21000} \cdot 1.78 = 0.012 \text{ м} = 1,2 \text{ см} < 8 \text{ см}$$

$S < S_u$ – умова виконується.

2.3.2 Розрахунок стрічкового фундаменту

Виконаємо розрахунок стрічкового фундаменту під навантаження $N = 540$ кН/м.

Розрахунок глибини залягання фундаменту аналогічний I варіанту. Тому приймаємо $d_1 = 2,65$ м.

Попередньо ширину підошви фундаменту визначимо по умовному розрахунковому опору ґрунту.

Для суглинку з $I_L = 0,27$ і $e = 0,76$ $R_0 = 270$ кПа.

Розрахунок ведеться для 1 п. м. фундаменту.

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_0 \cdot d_1} = \frac{540}{270 - 20 \cdot 2,65} = 2,49 \text{ м}$$

Величина розрахункового опору ґрунту основи визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right]$$

де $\gamma_{c1} = 1.2$ і $\gamma_{c2} = 1$ – коефіцієнти умов роботи;

k – коефіцієнт, рівний 1;

k_z – коефіцієнт, при $b < 10$ м $k_z = 1$;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}$$

де $h_s = 1.43$ м; $\gamma_{cf} = 22$ кН/м³; $h_{cf} = 0.17$ м; $d_b = 1.05$ м;

$$\gamma'_{II} = \frac{0.5 \cdot 18.5 + 2.15 \cdot 14.7}{2.65} = 15.42 \text{ кН/м}^3; \quad d_1 = 1.43 + 0.17 \cdot \frac{22}{15.42} = 1.67 \text{ м};$$

$$R = 1.2 \left[0.72 \cdot 18.5 \cdot 2.49 + 3.8 \cdot 15.4 \cdot 1.67 + (3.8 - 1) \cdot 1.05 \cdot 15.4 + 6.45 \cdot 15 \right] = 276.05 \text{ кПа}$$

$$\text{Уточнюємо ширину фундаменту: } b' = \frac{540}{276.05 - 53} = 2.3 \text{ м.}$$

Так як $b > b'$ на 0,19 м, знову визначаємо R при $b = b' = 2.3$ м:

$$R = 1.2 \left[0.72 \cdot 18.5 \cdot 2.3 + 242.88 \right] = 328.22 \text{ кПа};$$

$$b'' = \frac{540}{328.22 - 53} = 1.96 \text{ м.}$$

$b' > b''$ на 0,34 м. Знову визначаємо R :

$$R = 1.2 \left[0.72 \cdot 18.5 \cdot 1.96 + 242.88 \right] = 322.79 \text{ кПа};$$

$$b''' = \frac{540}{322.79 - 53} = 2.0 \text{ м.}$$

Так як b'' (1,96 м) і b''' (2,0 м) близькі між собою, приймаємо $b = 2.1$ м.

Необхідно, щоб виконувалася умова:

$$P = \frac{N}{b \cdot l} + d_1 \cdot \gamma_0 < R$$

При $b = 2,1$ м умова не виконується. Приймаємо більший розмір підшви фундаменту: $b = 3$ м.

Середній тиск під підшвою від розрахункових вертикальних зусиль

$$P = \frac{540}{3 \cdot 1} + 1,67 \cdot 20 < R = 322,79 \text{ кПа.}$$

Умова виконується, залишаємо $b = 3$ м.

Вертикальна напруження від власної ваги ґрунту складають:

$$\sigma_{zg} = 18,5 \cdot 1,5 + 14,7 \cdot 2,15 = 59,36 \text{ кПа.}$$

$$\text{при } \eta = \frac{b}{l} = \frac{3}{1} = 3$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 1}{3} = 0,67 \Rightarrow \alpha = 0,892$$

$$\sigma_{zp} = \alpha (P - \sigma_{zg,0}) = 0,892 (215,2 - 59,36) = 139,01 \text{ кПа.}$$

$$A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}} = \frac{540 + 1,67 \cdot 20 \cdot 3}{139,01} = 4,64 \text{ м}^2 \Rightarrow b_z = \frac{A_z}{1} = 4,64 \text{ м.}$$

Розрахунковий опір ґрунту

$$R_z = 1,2 [0,56 \cdot 9,6 \cdot 4,64 + 3,24 \cdot 1,67 \cdot 15,42 + 2,24 \cdot 1,05 \cdot 15,42 + 5,84 \cdot 18] = 299,7 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z; 139,01 + 59,36 = 198,37 < R_z = 299,7 \text{ кПа} - \text{умова виконується.}$$

$$h_i \leq 0,4b \leq 0,4 \cdot 3 \leq 1,2; \sigma_{zg,0} = 0,5 \cdot 18,5 + 2,15 \cdot 14,7 = 40,86;$$

$$P_0 = 215,2 - 40,86 = 174,34$$

Розрахунок записуємо у вигляді таблиці.

Таблиця 2.4 – Осідання основи

$z, \text{ м}$	$\gamma, \text{ кН/м}^3$	$\gamma_{sb}, \text{ кН/м}^3$	$\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	ξ	α	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zpi}, \text{ кПа}$
1	2		3	4	5	6	7
0	18,5		40,86	1	1	174,34	171,47
0,5	18,5		50,11	0,33	0,967	168,59	158,57
1	18,5		59,36	0,67	0,852	148,54	124,74
1,9		9,6	59,1	1,27	0,579	100,94	82,99
2,8		9,6	67,74	1,87	0,373	65,03	54,05
3,7		9,6	76,38	2,47	0,247	43,06	36,61
4,6		9,6	85,02	3,07	0,173	30,16	26,15
5,5		9,6	93,66	3,67	0,127	22,14	19,53
6,4		9,6	<u>102,3</u>	4,27	0,091	16,91	15,0
7,3		9,6	110,94	4,87	0,075	13,08	

$$0,2\sigma_{zg}(6,4) = 20,46 > \sigma_{zp} = 16,91$$

$$\text{Осідання: } S = 0,8 \left[\frac{0,5(171,47 + 158,57)}{7000} + 0,065 \right] = 0,071 = 7,1 \text{ см} < [S_u] = 8 \text{ см.}$$

2.3.3 Розрахунок буроінекційних паль

Виконаємо розрахунок фундаменту з буроінекційних паль під навантаження $N = 540 \text{ кН/м}$.

Вихідні дані: паля діаметром 500 мм, довжина 10м.

Визначення несучої здатності паль $F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)$

де $\gamma_{cr} = \gamma_c = 1$; $A = 0,785 \text{ м}^2$; $R = 1150 \text{ кПа}$; $\gamma_{cf} = 0,7$ – для суглинку;

$\gamma_{cf} = 0,6$ – для глини; $u = 1,57 \text{ м}$.

$$f_1 = 39,4 \quad f_3 = 31,05 \quad f_5 = 33,91$$

$$f_2 = 26,63 \quad f_4 = 32,33 \quad f_6 = 47,45$$

$$F_d = 1 \cdot \left[1150 \cdot 0,785 + 1,57 \cdot \left((26,63 \cdot 2 + 31,05 \cdot 2 + 32,33 \cdot 2 + 33,91) + 0,6 \cdot 47,45 \cdot 2 \right) \right] = 1052,5 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження, що допускається, на палю:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1052,5}{1,4} = 751,79 \text{ кН.}$$

Відстань між палями в ряді визначається за формулою:

$$\alpha = \frac{m_p \cdot F_d}{N \cdot \gamma_k} = \frac{751,79}{540 \cdot 1,05} = 2,65 \text{ м,}$$

де $m_p = 1$ – прийняте число рядів палей.

Для $d = 500$ приймаємо $\alpha = 3d = 1,5$ м.

Проектуємо ростверк $b = 1$ м, $h = 0,6$ м.

Осідання визначаю для стрічкового пальового фундаменту з однорядним розташуванням палей:

$$S = \frac{n(1-\nu^2)}{\pi E} \delta_0; \quad d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 12,9 \text{ м}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{2,15 \cdot 14,7 + 1,5 \cdot 18,5 + 7 \cdot 9,6 + 2 \cdot 8,3}{12,65} = 11,34 \text{ кН/м}^3$$

$$R = 1(0,39 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8,3 + 2,57 \cdot 11,34 \cdot 12,9 + 1,57 \cdot 1,05 \cdot 11,34 + 5,15 \cdot 22) = 511,186 \text{ кПа.}$$

Вага палі становить $G_{nn} = 0,25 \cdot 10 \cdot 22 \cdot 0,9 = 55$ кН/м;

$$V_{cp} = 11,34 \cdot 1 \cdot 1 - 2,5 = 8,84 \text{ м}^3;$$

Вага ґрунту: $8,84 \times 11,34$; $G_{gr} = 100,25$ кН/м;

Вага ростверку $G_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 22 = 13,2$ кН/м.

$$n = 13,2 + 100,25 + 55 + 540 = 708,45 \text{ кН/м.}$$

Середнє значення кут внутрішнього тертя ґрунту в межах довжини палі:

$$\phi_{II,cp} = \frac{1 \cdot 24 + 7 \cdot 21 + 2 \cdot 17}{12,65} = 16^\circ$$

Передача напружень бічною поверхнею палі відбувається під кутом 0,25

$$\phi_{II,cp} = 4^\circ, d \cdot tg\left(\frac{\phi_{II,cp}}{4}\right) = 12,55 \cdot 0,07 = 0,9$$

$$P = \frac{n}{2,3 \cdot 1} = \frac{708,45}{2,3} = 308,02 \text{ кН; } h_i \leq 0,4 \cdot 2,3 \leq 0,92 \text{ м}$$

$$\sigma_{zg,0} = 2,15 \cdot 14,7 + 1,5 \cdot 18,5 + 7,96 + 2 \cdot 8,3 = 143,16 \text{ кПа}$$

Таблиця 2.5 – Осідання основи

$z, \text{ м}$	$\gamma_{sb}, \text{ кН/м}^3$	$\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	ξ	α	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zpi}, \text{ кПа}$
1	2	3	4	5	6	7
0	8,3	143,16	0	1	164,86	156,29
0,8	8,3	149,8	0,7	0,896	147,72	131,72
1,6	8,3	156,44	1,4	0,702	115,73	102,3
2,4	8,3	163,08	2,1	0,539	88,86	79,55
3,2	8,3	169,72	2,8	0,426	70,23	63,89
4,0	8,3	176,36	3,5	0,349	57,54	54,74
4,5	9,7	186,81	3,9	0,315	51,93	49,21
5,0	9,7	191,66	4,4	0,282	46,49	44,51
5,5	8,3	188,81	4,8	0,258	42,53	39,98
6,3	7,9	<u>192,93</u>	5,5	0,227	37,42	35,45
7,1	7,9	199,25	6,2	0,203	33,47	

$$0,2\sigma_{zg}(6,3) = 38,59 > \sigma_{zp} = 37,42$$

$$H_c = 12,65 + 6,3 = 18,95; \frac{H_c}{h} = \frac{18,95}{10} = 1,895; \bar{b} = \frac{b}{h} = \frac{0,5}{10} = 0,05 \Rightarrow \delta_0 = 2,5$$

$$S = \frac{708,45(1 - 0,42^2)}{3,14 \cdot 6000} \cdot 2,5 = 0,077 \text{ м} = 1,2 \text{ см} < 8 \text{ см.}$$

$S < S_u$ – умова виконується.

Найбільш економічно вигідним виявився I варіант. Тому за основний вид приймаємо пальовий фундамент із забивних паль 250 × 250 мм із $l = 10$ м.

2.4 Розрахунок фундаменту під колони підземного гаража

Визначення глибини закладення підшви фундаменту

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту

$$d \cdot f_n = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{49} = 1,61 \text{ м (для суглинків } d_0 = 0,23)$$

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту $d_f = k_h \cdot d_{fn}$

де k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди

$$d_f = 0,5 \cdot 1,61 = 0,81 \text{ м.}$$

Глибина розташування рівня ґрунтових вод

$$d_w \geq 0,5 d_f \geq 0,5 \cdot 0,81 = 0,41 \text{ м}$$

З конструктивних міркувань під залізобетонну колону $H_\phi = 0,81 + 0,1 = 0,91$ м.

Приймаємо $H = 1,2$ м.

Попередньо ширину підшви фундаменту b визначаємо по умовному розрахунковому опору ґрунту R_0 . Для суглинку з $I_L = 0,27$, $e = 0,76 R_0 = 270$ кПа.

$$b = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - \gamma_0 \cdot d_1)}}; \gamma_0 = 20 \text{ кН/м}^2; \eta = \frac{l}{b} = 1$$

$$N = G_k + g + v + v_z + G_{\text{нидл}} = 10,12 + 751,4 + 47,04 + 216 = 922 \text{ кН}$$

$$b = \sqrt{\frac{922}{270 - 20 \cdot 1,5}} = 1,96 \text{ м}$$

Величина розрахункового опору ґрунту основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}'' + M_c \cdot c_{II} \right]$$

$$\gamma_{II}'' = \frac{1,25 \cdot 18,5 + 3,5 \cdot 14,7}{1,25 + 3,5} = 15,7$$

$$R = 1,2 \left[0,72 \cdot 18,5 \cdot 1,96 \cdot 1 + 3,87 \cdot 1,5 \cdot 15,7 + 6,25 \cdot 15 \right] = 255,36 \text{ кПа}$$

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1 Загальна частина

В основу ПВР закладають вирішення, прийняті в ПОБ, з врахуванням місцевих організаційно-технічних умов.

Діючим нормативним документом є ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва».

З метою скорочення термінів будівництва різні види робіт поєднуються за часом, тобто здійснюють потоковим методом, що дозволить більш ефективно використовувати машини і механізми, підвищити продуктивність праці і знизити простій будівництва.

Для організації потокового виробництва загальний фронт будівельних робіт розділений на 2 захватки. Увесь комплекс БМР поділено на циклічно повторювані групи процесів. Завершуючи цикл робіт на черговій захватці, бригада підготовляє цим фронт робіт для наступної по потоці бригаді, тобто для наступного циклу робіт, а сама в тому ж порядку забезпечується підготовленим фронтом робіт на кожній новій захватці.

Основними параметрами будівельного потоку є:

- інтенсивність або потужність;
- трудомісткість робіт в люд.дні.;
- ритм, тобто відрізок часу, що визначає тривалість виконання елементарної (частки) потоку на захватці.

Відповідно до цього розробляється циклограма потоку, будується сітковий графік, що представляє собою графічну модель процесу зведення будинку. Процес оперативного керування будівництвом на основі сіткового графіка включає одержання інформації про хід робіт, її переробку, виконання і здійснення заходів щодо ліквідації відхилень від графіка. Будується генплан із зазначенням меж будівельного майданчика, постійними і тимчасовими дорогами, схемами руху транспорту, механізмів і місця їх встановлення. Будується графік руху робітників.

3.2 Розрахунок об'ємів робіт, трудомісткості, потреби в основних будівельних матеріалах, напівфабрикатах, виробих і конструкціях

Номенклатура виконуваних робіт, яка повинна забезпечити правильну послідовність і повну готовність будівництва, встановлюється на основі заданої конструктивної схеми будинку і робочих креслень.

Таблиця 3.1 – Відомість об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт і конструктивних елементів	Од. вим.	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
1	Підготовчі роботи		2% від БМР	
2	Земляни роботи:			
	1) розробка ґрунту екскаватором	100 м ³	$V = \frac{h}{3} (F_H + F_B + \sqrt{F_H \cdot F_B})$	35,3
	2) ручна доробка ґрунту	100 м ³		1,86
	3) зворотне засипання	100 м ³		3,72
3	Залізобетонні роботи:			
	1) влаштування пальового поля	шт.		744
	2) бетонна підготовка	м ³		48,2
	3) влаштування ростверку	м ³		448
	4) установка фундаментних блоків	шт.		732
4	Влаштування підключень		35% від БМР	
5	Надземні роботи:			
	1) плити покриття	шт.		106
	2) плити перекриття	шт.		828
	3) цегляна кладка	м ³		5230,6
	4) сходові майданчики	шт.		37
	5) сходові марші	шт.		35
	6) вентиляційні блоки	шт.		102

	7) дверні блоки	шт.		482
	8) віконні блоки	шт.		418
	9) скляні роботи	м ²		1208,8
	10) вітражі	шт.		30
	11) перемички	шт.		900
	12) гідроізоляція фундаменту	100 м ²		10,5
	13) гідроізоляція санвузлів	100 м ²		13,2
6	Покрівельні роботи:			
	1) захисний шар із гравію	м ²		975,8
	2) 4 шару руберойду	м ²		975,8
	3) стяжка із цементно-піщаного розчину ($\delta = 30$ мм)	м ³		29,3
	4) керамзит $\gamma = 600$ кг/м ³ ($\delta = 200$ мм)	м ³		195,2
	5) пароізоляція (рулонними матеріалами)	100 м ²		9,76
	6) стяжка із цементно-піщаного розчину ($\delta = 20$ мм)	м ³		19,52
7	Електромонтажні роботи		2% від БМР	
8	Оздоблювальні роботи:			
	1) штукатурні	м ²		2820,4
	2) побілка	м ²		1793,9
	3) облицювання стін плиткою	м ²		1428
	4) масляне фарбування	м ²		3966,4
	5) влаштування підлог	м ²		8784
9	Благоустрій		2% від БМР	

Таблиця 3.2 – Відомість потреби в основних будівельних матеріалах, напівфабрикатах і виробах

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Кількість	Найменування матеріалів, напівфабрикатів	Од. вим. на об'єм	Норма на од. вим.	Загальна кількість
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Влаштування ростверку	м ³	447,6	Пісок	м ³	0,8	358,1
				Щебінь	м ³	0,55	246,2
				Цемент	кг/м ³	300	134280
				Арматури	кг	3% від 1м ³	3827
2	Цегляна кладка	м ³	5231	Цегла	шт/м ³	400	2092240
				Розчин	м ³	0,285	1490,7
3	Цементна стяжка покрівлі	м ³	48,82	Пісок	м ³	1,1	53,7
				Цемент	кг/м ³	250	12205
4	Штукатурні роботи	м ³	56,4	Штукатурний розчин	м ³	0,02	56,4
5	Масляне фарбування	м ²	3967	Фарба	кг/м ²	0,25	991,6

Таблиця 3.3 – Специфікація збірних конструкцій

№ п/п	Найменування конструктивних елементів	Од. вим.	Ескіз або № по каталогу	Об'єм од. вим.	Вага од. вим.	К-ть од. у шт.	Об'єм залізобетонні констр. у м ³
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Палі	шт.	С100.250- Св	0,625	1562,5	744	465
2	Плити перекриття	шт.	П 32.15	1,06	3350	144	152,64
		шт.	ПК 42.15	1,39	1970	216	300,24
		шт.	ПК 31.15	1,02	2400	88	90,02
		шт.	ПК 42.12	1,11	1520	64	71,04
		шт.	ПК 36.12	0,95	1280	109	103,6
		шт.	ПК 24.12	0,63	867	109	68,67
		шт.	ПК 24.15	0,79	1145	65	51,35
		шт.	ПП-1	1,02	2525	16	16,32
3	Плити покриття	шт.	ПП-1 – 1	1,02	2525	17	17,34
4	Перемички	шт.	П 36.12	1,3	1280	106	137,8
5	Фундаментні блоки	шт.	9ПБ 8 – П	0,432	103	900	388,8
		шт.	ФБС 24.6.6-Т	0,864	1901	366	316,22
		шт.	ФБС 12.6.6-Т	0,43	950	220	95,04
		шт.	ФБС 9.6.6-Т	0,32	704	146	46,72

3.3 Вибір методів виконання будівельно-монтажних робіт

Вибір методу виконання робіт починається з вибору монтажного крана. При виборі баштового крана вихідними даними є:

- Габарити і конфігурація будинку;
- Вага і розташування в будинку конструкцій що монтуються;
- Метод і технологія монтажу;
- Умови виконання робіт.

Будівництво об'єкта здійснюється по потоковому методу. Усі будівельні, монтажні і спеціальні роботи розділені на спеціалізовані потоки, які, у свою чергу, складаються із окремих потоків.

Об'єкт будівництва розділений на 2 захватки: дев'ятиповерховий блок і семиповерховий.

Потоки:

А – підготовчі роботи;

Б – земляних робіт;

В – зведення підземної частини;

Г – Влаштування під'єднань;

Д – зведення надземної частини;

Е – покрівельні роботи;

Ж – електромонтажні роботи;

З – внутрішньо-будівельні роботи;

И – монтаж устаткування;

К – оздоблювальні роботи;

Л – благоустрій.

Роботи А, Б, В, Г, Е, Л виконуються на одній захватці на весь об'єм робіт. Д, Ж, З, И, К – на двох захватках по поверхах.

3.3.1 Виконання земляних робіт

Для розробки котловану прийнятий екскаватор ЕО-4321 зі зворотною лопатою. Прийнята схема проходки – «зигзаг», так як $B = 16 > (1,6 - 1,7)R$, де $R = 6,9$. Об'єм ковша – 1 м³. Для зворотного засипання прийнятий бульдозер на базі трактора Т-74.

3.3.2 Зведення підземної частини будинку

Для забивання паль прийнятий начіпний копер КН-1 – 12 на базі екскаватора Е-505, обладнаний дизель-молотом С-949 з масою ударної частини 2500 кг і 50 ударами в хвилину. Для монтажу арматурних каркасів і бетонування ростверку

прийнято два автокрани КС-3577. Бетонування здійснюється методом труби, що вертикально переміщається.

3.3.3 Зведення надземної частини будинку

Для цього потоку прийнятий баштовий кран БК 100.3.

Вибір типів будівельних машин і транспорту

а) Вивіз ґрунту автосамоскидами. $\gamma_{sp} = 1.7 \text{ т/м}^3$.

Об'єм ґрунту $V = 3530 - 372 = 3158 \text{ м}^3$

$Q = 3158 \cdot 1,7 = 5368,6 \text{ т}$

$$N = \frac{Q \cdot t_u}{T \cdot q \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3} = \frac{5368,6 \cdot 1,5}{40 \cdot 7 \cdot 10 \cdot 0,8 \cdot 0,85} = 4,23$$

Приймаємо 5 машин Камаз-4410 (самоскид).

б) Вибір монтажного крана.

При виборі крана виходять із наступних необхідних величин: висоти підйому крана H , вильоту стріли L_{cm} , вантажопідйомності Q .

Висота підйому гака баштового крана $H = h_0 + h_e + h_c + h_{cmp}$

де h_0 – відмітка монтажного рівня, м;

h_e – висота елемента, що монтується, м;

h_c – відстань від низу елемента що монтується до рівня перед його встановленням на місце, м;

h_{cmp} - висота вантажозахватних пристосувань, м. $H = 34 + 0,3 + 1 + 3 = 38,3 \text{ м}$.

Виліт стріли $L_{cm} = a + b + c$

де a – відстань, рівна половині колії крана, м;

b – відстань від підкранових колій до найближчої стіни будинку, м;

c – відстань від найближчої до крана стіни до центру ваги найбільш віддаленого від крана елемента, м. $L_{cm} = 4,5 + 3 + 24 = 31,5 \text{ м}$.

Вантажопідйомність крана $Q = k_m \cdot q$

де k_m – коефіцієнт, що враховує масу вантажозахватних пристосувань;

q – найбільша маса елемента, що монтується, $Q = 3,35 \cdot 1,1 = 3,69$ т.

в) Доставка розчину.

Кладочний $V = 1490,7 \text{ м}^3$.

Штукатурний $V = 56,4 \text{ м}^3$.

Усього $V_{\text{загал}} = 1547,1 \text{ м}^3$.

$$Q = 1547,1 \cdot 1,9 = 2939,51 \text{ т}; T = 377 \cdot 8 + 48 \cdot 16 = 3784 \text{ год}$$

$$N = \frac{2 \cdot 2939,51}{3784 \cdot 5 \cdot 10 \cdot 0,8 \cdot 0,85} = 0,05 \text{ шт.}$$

Приймаємо 1 Зил-555 вантажопідйомністю 5 т.

г) Доставка бетону.

$$V = 447,6 + 48,19 = 495,79 \text{ м}^3; T = 4 \cdot 16 + 4 \cdot 8 = 96 \text{ год}$$

$$N = \frac{2 \cdot 495,79}{96 \cdot 5 \cdot 10 \cdot 0,8 \cdot 0,85} = 0,31 \text{ шт.}$$

д) Доставка цегли

$$V = 5230,6 \text{ м}^3 \cdot 0,394 \text{ тис.шт/м}^3 = 2061 \text{ тис. шт.}$$

$$Q = \frac{2061000 \cdot 5}{1000} = 10305 \text{ т}; N = \frac{2 \cdot 10305}{3016 \cdot 7 \cdot 10 \cdot 0,8 \cdot 0,85} = 0,14 \text{ шт.}$$

Приймаємо 1 Камаз-5320 вантажопідйомністю 7 т.

е) Для покрівельних робіт приймаємо будівельний підйомник ТП-2: вантажопідйомність $Q = 0,5$ т, потужність $P = 3$ кВт.

ж) Для штукатурних робіт – штукатурна станція з розчинозмішувачем С-46Б і розчинонасосом С-10.

з) Для малярських робіт – малярська станція з фарборозпилювачем С-20В.

3.4 Технологічна карта зведення будинку змінної поверховості

На початковому етапі виконуються підготовчі роботи, що складається зі зрізання рослинного шару ґрунту на ділянці забудови, зведення тимчасових

будинків і споруд, влаштування тимчасових інженерних мереж і комунікацій, розбивки пль будинку і огороження будівельного майданчика.

Другий етап – земляні роботи. Розробляється котлован і проводиться ручна доробка ґрунту.

Зведення підземної частини. Влаштування пального поля, зрізання оголовок пал. Виконується монолітний ростверк. Потім зводяться стіни підвалу із ФБС блоків і монтуються плити перекриття на відм. $\pm 0,000$.

Влаштовуються підключення і зворотнє засипання пазух котловану.

Зведення надземної частини. На цьому етапі будинок розбивається на дві захватки і роботи ведуться потоковим методом. Одночасно із цегельною кладкою стін виконують монтаж плит перекриття, сходових маршів і майданчиків, іде зведення перегородок. Проводиться заповнення віконних і дверних прорізів. Усі процеси циклічно повторюються. У міру зведення поверхів монтуються вітражі.

Покрівельні роботи. Проводиться влаштування м'якої покрівлі.

Електромонтажні роботи – влаштування освітлення, монтаж слабкострумівих систем.

Внутрішньо-будівельні роботи – проводиться тинькування поверхонь і влаштування підлог.

Одночасно ведеться монтаж вентиляції, водопроводу, каналізації, систем опалення і водопостачання.

Заключним етапом є оздоблювальні роботи, у які входить побілка, фарбування і облицювання плиткою поверхонь і благоустрій прилягаючої території.

3.5 Технологічна карта на влаштування пального фундаменту

3.5.1 Основні вказівки за технологією

До початку виконання робіт по зануренню пал повинні бути виконані наступні роботи:

- зрізка рослинного шару ґрунту;
- планування майданчика будівництва;
- копання котловану;

- розбивка осей пальового поля і місць занурення паль;
- установка і підключення копрової установки;
- влаштування тимчасового освітлення.

3.5.2 Склад і послідовність виконання основних процесів.

Транспортування залізобетонних паль на будівельний майданчик здійснюється тягачем ЗІЛ-130В з універсальним напівпричепом-плитовозом УПЛ 0906 вантажопідйомністю 9 т. Розвантаження, розкладка і подача паль до копрової установки проводиться автомобільним краном вантажопідйомністю 10 т. Палі завозяться на об'єкт відповідно до тижнево-добового графіка.

Складування паль проводиться в зазначеному на схемі місці. Виконується розмітка паль по довжині (через 1 м).

Занурення паль проводиться начіпним копром КН-1 – 12 на базі екскаватора Е-505, облаштованим дизель-молотом С-949 з масою ударної частини 2500 кг.

Змонтована і випробувана установка пересувається до місця занурення палі і закріплюється спеціальними захватами.

Паля автокраном подається до копра.

Спочатку забиваються контрольні палі відповідно до вимоги робочого проекту.

Після отримання результатів випробувань по забиванню контрольних паль виконується занурення рядових паль.

На верхній кінець палі надівається наголовник, молот піднімається у верхнє положення і кріпиться. Забивання палі починають легкими ударами при малій висоті падіння молота. Потім перевіряється задане положення занурення палі і подальше забивання здійснюють до одержання заданої проектної відмови.

У процесі занурення ведеться журнал. Забивання перших 5 – 20 паль, розташованих у різних точках будівельного майданчика повинна проводитися з реєстрацією кількості ударів на кожний метр занурення палі. Відмова визначається, як середня величина при останніх 10 ударах молота. Паля, що не дала розрахункової відмови, зазнає контрольного добивання після «відпочинку» у ґрунті у відповідності з ДБН.

Після закінчення забивання палей перевіряється відповідність проекту висотного положення палей і відзначаються на палях місця зрізки.

Складається акт огляду прихованих робіт.

3.5.3 Техніка безпеки при роботі з копрами

Перед початком робіт необхідно переконатися в справності вузлів і механізмів машин.

При забиванні палей канати підйому молота і палі необхідно тримати в положенні, що не перешкоджає зануренню палі.

Палі підтягують тільки за допомогою відповідних блоків для підтягування.

Сторонніх осіб до працюючих машин не допускають. На башту або стрілу копра не можна підніматися без монтажного пояса або спеціальних передбачених засобів підйому.

Перед забиванням палей будівельний майданчик вирівнюють. Ухил майданчика допускається не більш 5° .

При пересуванні агрегату до місця забивання палей молот повинен бути внизу на висоті, що не перевищує 1 – 2 м від ґрунту.

Категорично забороняється здійснювати пересування копрових установок з піднятим молотом.

Головна вісь падаючої частини молота при ударах повинна збігатися з поздовжньою віссю палі, що занурюється.

Забороняється робота на несправній машині. До усунення поломок, машину зупиняють і залишають під спостереженням.

Не допускається переміщення машини поза робочим майданчиком зі стрілою, піднятою в робоче положення.

Не можна залишати копер з піднятою або недобитою палею і молотом на ній.

Для забезпечення безпеки експлуатації гідросистем забороняється працювати при тиску в гідросистемі вище передбаченого.

При обслуговуванні агрегатів необхідно дотримувати правил техніки безпеки і інструкції з роботи з молотами.

3.5.4 Контроль якості виконання пальових робіт

Вхідний контроль. Виробництво пальових робіт повинні передувати наступні підготовчі роботи:

- завезення, приймання і складування на будівельному майданчику паль.

Приймання проводиться відповідно до заводських паспортів, при цьому перевіряють: відповідність заводського маркування на палях їх дійсним розмірам;

- розбивка осей пальового поля;
- розмітка по довжині паль.

Влаштування пальового фундаменту повинне здійснюватися по проекту виконання робіт, що включає:

- дані про розташування в зоні виконання робіт існуючих підземних і наземних споруд, електрокабелів із вказівкою глибини їх прокладання, ліній електропередачі і заходів щодо їхнього захисту;

- перелік устаткування;
- послідовність і графік виконання робіт;
- заходу щодо техніки безпеки.

3.5.5 Операційний контроль

Забивання палі повинна проводитися із застосуванням наголовників, оснащених дерев'яними прокладками. Зазори між бічною гранню палі і стінкою наголовника не повинні перевищувати 1 см з кожної сторони.

Для забезпечення встановлених допусків на відхилення паль від проектного положення при будівництві відповідальних споруд застосовуються кондуктори і напрямні.

У процесі занурення паль повинен вестися "журнал забивання (занурення) паль".

Забивання перших 5...20 паль, розташованих у різних точках будівельного майданчика, повинна проводитися з підрахунком і реєстрацією числа ударів на кожний метр занурення палі.

Закінчені при влаштуванні основи і фундаментів окремі відповідальні конструкції повинні прийматися технічним наглядом замовника зі складанням актів проміжного приймання цих конструкцій.

Таблиця 3.4 – Поопераційний контроль

Ескіз	№ відхилення	Відхилення	Допуски
	1	Відхилення від проектного положення палі в плані	± 10
	2	Нахил (відхилення від вертикалі) забивних паль	$\leq 2\%$
	3	Найбільше відхилення рівня голови палі від проектної відмітки	± 10

3.5.6 Приймальний контроль

Приймання робіт з влаштування пальових фундаментів повинна проводитися на основі:

- проектів пальових фундаментів;
- паспортів заводів-виробників на вироби;
- актів лабораторних випробувань контрольних бетонних зразків;
- актів на антикорозійний захист конструкцій;
- актів геодезичної розбивки осей фундаментів;
- виконавчих схем розташування паль із вказівкою їх відхилень у плані і по висоті;
- зведених відомостей і журналів забивання (занурення) паль;
- результатів динамічних випробувань паль.

3.6 Проектування будгенплану

3.6.1 Розрахунок потреби в тимчасових будинках, спорудах, складах

Цегла

$$Q = 2061000 \text{ шт}, T = 201 \text{ день}, n = 3 \text{ дня}, K1 = 1,1, K2 = 1,3.$$

$$Q_3 = \frac{Q}{q_0} \cdot n \cdot k_1 \cdot k_2 = \frac{2061000}{201} \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 43988$$

Розрахункова площа складу

$$F = \frac{Q_3}{q_0} \cdot k = \frac{43988}{700} \cdot 1,5 = 94,26$$

Збірний залізобетон

Плити

$$Q = 1009,02 \text{ м}^3, T = 201 \text{ день}, n = 3 \text{ дня}, K_1 = 1,1, K_2 = 1,3.$$

$$Q_3 = \frac{1009,02}{201} \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 21,54 \text{ м}^3$$

$$F = \frac{21,54}{0,5} \cdot 1,2 = 52 \text{ м}^2$$

Палі

$$Q = 465 \text{ м}^3, T = 201 \text{ день}, n = 3 \text{ дня}, K_1 = 1,1, K_2 = 1,3.$$

$$Q_3 = \frac{465}{201} \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 9,93 \text{ м}^3$$

$$F = \frac{9,93}{0,4} \cdot 1,2 = 29,79 \text{ м}^2$$

Перемички і фундаментні блоки

$$Q = 846,78 \text{ м}^3, T = 201 \text{ день}, n = 3 \text{ дня}, K_1 = 1,1, K_2 = 1,3$$

$$Q_3 = \frac{846,78}{201} \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 18,07 \text{ м}^3$$

$$F = \frac{18,07}{2} \cdot 1,2 = 10,84 \text{ м}^2$$

Керамзит

$$Q = 195,2 \text{ м}^3, T = 23 \text{ дня}, n = 5 \text{ днів}, K_1 = 1,1, K_2 = 1,3$$

$$Q_3 = \frac{195,2}{23} \cdot 5 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 60,68 \text{ м}^3$$

$$F = \frac{60,68}{4} \cdot 1,2 = 18,2 \text{ м}^2$$

Віконні рами

$$Q = 1208 \text{ м}^2, T = 201 \text{ день}, n = 10 \text{ днів}, q_0 = 45, K_1 = 1,1, K_2 = 1,3$$

$$Q_3 = \frac{1208}{201} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 85,94 \text{ м}^2$$

$$F = \frac{85,94}{45} \cdot 1,5 = 2,87 \text{ м}^2$$

Дверні полотна

$$Q = 806 \text{ м}^2, T = 201 \text{ день}, n = 10 \text{ днів}, q_0 = 44, K_1 = 1,1, K_2 = 1,3.$$

$$Q_3 = \frac{806}{201} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 57,34 \text{ м}^2$$

$$F = \frac{57,34}{44} \cdot 1,5 = 1,95 \text{ м}^2$$

3.6.2 Розрахунок потреби будівництва у воді, електроенергії, стисненому повітрі

а) розрахункова витрата води: $Q_p = q_{np} + q_x + q_d + q_{пож}$

де q_{np} – витрата води на виробничі потреби, $q_{np} = 0,585 \text{ л/с}$;

q_x – витрата води на господарсько-питні і побутові потреби, $q_x = 0,017 \text{ л/с}$;

q_d – витрата води на душ, $q_d = 0,09 \text{ л/с}$;

$q_{пож}$ – витрата води на пожежні потреби, $q_{пож} = 13 \text{ л/с}$;

$$q_{np} = \frac{A \cdot \alpha \cdot K}{n \cdot 3600}$$

де $A = 4,22 \text{ м}^3/\text{см}$ – укладання бетонної суміші;

$\alpha = 300 \text{ л/м}^3$ – питома витрата води на одиницю робіт;

$K = 1,5$ – коефіцієнт годинної нерівномірності витрати води;

$n = 2$ – число годин роботи в зміну.

$$q_{np} = \frac{4,22 \cdot 300 \cdot 1,5}{2 \cdot 3600} = 0,264 \text{ л/с}$$

$$q_x = \frac{b \cdot N \cdot K}{n \cdot 3600} = \frac{10 \cdot 46 \cdot 1,5}{2 \cdot 3600} = 0,096 \text{ л/с}$$

$$q_d = \frac{c \cdot N}{m \cdot 60} = \frac{30 \cdot 46}{45 \cdot 60} = 0,511 \text{ л/с}$$

$$Q_p = 0,264 + 0,096 + 0,511 + 15 = 15,871 \text{ л/с}$$

Діаметр труби для тимчасового водопроводу

$$D \sqrt{\frac{4 \cdot Q_p \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 15,871 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 116 \text{ мм}$$

б) Необхідна потужність джерел електроенергії

$$P = 1,10 \left[\frac{\sum P_c \cdot k_1}{\cos \phi} + \frac{\sum P_T \cdot k_2}{\cos \phi} + P_{eo} \cdot k_3 + P_{HO} \cdot k_4 \right] \text{ кВт}$$

де P_c, P_T, P_{eo}, P_{HO} – номінальна потужність силових струмоприймачів, технологічних споживачів, внутрішніх і зовнішніх освітлювальних агрегатів, кВт;
 k_1, k_2, k_3, k_4 – коефіцієнти одночасності споживання електроенергії,
 $\cos \phi$ – коефіцієнт потужності, у середньому рівний 0,75.

$$P = 1,10 \left[(32 + 24,5 + 3) \cdot 1 + 42 \cdot 1 + 6 \cdot 1 + 2 \cdot 1 \right] = 109,5 \text{ кВт}$$

3.6.3 Техніко-економічні показники

Тривалість будівництва фактична: $T_\phi < T_n$.

Коефіцієнт рівномірності руху робітників по загально-будівельних роботах

$$K_p = \frac{\text{середня кількість робочих по графіку, люд.}}{\text{максимальна кількість робочих по графіку, люд.}} = \frac{18,8}{46} = 0,4$$

Коефіцієнт з'єднання будівельних процесів у часі

$$K_c = \frac{\text{сумарна тривал. виконання всіх буд. процесів при послід. виконанні, дні}}{\text{фактична тривалість будівництва, дні}} =$$

$$= \frac{443}{393} = 1,12$$

Трудомісткість у люд.-дні. на м³, м² споруди, будинку

$$T = \frac{\text{загальна трудомісткість}}{\text{будівельний об'єм, площа будівлі}}$$

$$\text{Для площі } T_1 = \frac{10711}{7784} = 1,37$$

$$\text{Для об'єму } T_2 = \frac{10711}{241598} = 0,04$$

Коефіцієнт використання площі

$$K_{\text{вик.п}} = \frac{\text{площа зайнята будівлями, спорудами, складами, м}^2}{\text{загальна площа по бюджетплану, м}^2} = \frac{1465,8}{2931,6} = 0,5$$

Рівень комплексної механізації

$$M_k = \frac{\text{об'єм робіт на об'єкті що виконуються механізмами, люд.-дні.}}{\text{загальний об'єм робіт, люд.-дні.}} =$$

$$= \frac{13665}{32012} = 0,42$$

Енергооснащеність одного робітника

$$E = \frac{\text{потужність машин, механізмів, освітлення, кВт}}{\text{середня кількість працівників}} =$$

$$= \frac{32 + 2 + 6 + 3 + 24,5}{7,89} = 8,55 \text{ кВт / люд}$$

РОЗДІЛ 4

ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Житловий 52-х квартирний будинок у м. Львів з аналізом технології зведення будівель із трубобетонних вертикальних конструкцій

Будівництво розташоване на території області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

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

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

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

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

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

Загальна кошторисна трудомісткість

1702,078 тис.люд.-г

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах

1439,952 тис.люд.-г

Загальна кошторисна заробітна плата

30543,200 тис.грн.

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

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

3400,00 грн.

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

2643,00 грн.

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:

230425,762 тис.грн.

у тому числі:

будівельно-монтажні роботи -

182780,174 тис.грн.

вартість устаткування -

- тис.грн.

інші витрати -

9241,294 тис.грн.

податок на додану вартість -

38404,294 тис.грн.

Примітка:

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

Склав :

Перевірив :

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

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 230425,762 тис.грн.

У тому числі зворотних сум 758,545 тис.грн.

“ _____ ” _____ 20__ р.
(посилання на документ про затвердження)

“ _____ ” _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА**Житловий 52-х квартирний будинок у м. Львів з аналізом технології зведення будівель із трубобетонних вертикальних конструкцій**

Складений в поточних цінах станом на 1 лютого 2022 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2-1	Глава 2. Основні об'єкти будівництва Житловий 52-х квартирний будинок у м. Львів	163128,006	-	-	-	163128,006
		----- - Разом по главі 2:	163128,006	-	-	-	163128,006
		Разом по главах 1-7:	163128,006	-	-	-	163128,006
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)	5056,968	-	-	-	5056,968

1	2	3	4	5	6	7	8
		-					
		Разом по главі 8:	5056,968	-	-	-	5056,968
		Разом по главах 1-8:	168184,974	-	-	-	168184,974
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)%	1967,764	-	-	-	1967,764
		-					
		Разом по главі 9:	1967,764	-	-	-	1967,764
		Разом по главах 1-9:	170152,738	-	-	-	170152,738
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 %)	-	-	-	4253,818	4253,818
		-					
		Разом по главі 10:	-	-	-	4253,818	4253,818
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	2280,047	2280,047
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	119,057	119,057
		-					
		Разом по главі 12:	-	-	-	2399,104	2399,104
		Разом по главах 1-12:	170152,738	-	-	6652,922	176805,660
		Кошторисний прибуток	6501,937	-	-	-	6501,937
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	2348,867	2348,867
	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	6125,499	-	-	239,505	6365,004
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-
		Разом	182780,174	-	-	9241,294	192021,468
		Разом крім ПДВ	182780,174	-	-	9241,294	192021,468
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	38404,294	38404,294
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	182780,174	-	-	47645,588	230425,762
		Зворотні суми	-	-	-	-	758,545
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	758,545

Директор (або головний інженер) проектної організації _____

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

4.2 Об'єктний кошторис

Житловий 52-х квартирний будинок у м. Львів з аналізом технології зведення будівель із трубобетонних вертикальних конструкцій

Форма №3

Кошторис у сумі 230425,762 тис.грн.

Затверджено

Замовник

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ ___ ” _____ 20__ р.

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Житловий 52-х квартирний будинок у м. Львів

Кошторисна вартість об'єкта

163128,006 тис.грн.

Кошторисна трудомісткість

1581,067 тис.люд.-год.

Кошторисна заробітна плата

30543,200 тис.грн.

Вимірник одиничної вартості

Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 1 лютого 2022 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Житловий 52-х квартирний будинок	163128,006	-	-	-	163128,006	1581,067	30543,200	-
		Всього:	163128,006	-	-	-	163128,006	1581,067	30543,200	-
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)	5056,968	-	-	-	5056,968	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	1967,764	-	-	-	1967,764	-	-	-

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 %)	-	-	-	4253,818	4253,818	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	2280,047	2280,047	-	-	-
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонб уду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	119,057	119,057	-	-	-
		Разом:	170152,738	-	-	6652,922	176805,660	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	6501,937	-	-	-	6501,937	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	2348,867	2348,867	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	6125,499	-	-	239,505	6365,004	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	182780,174	-	-	9241,294	192021,468	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	38404,294	38404,294	-	-	-
		Всього по кошторису	182780,174	-	-	47645,588	230425,762	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	758,545	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	758,545	-	-	-

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

Начальник відділу _____

Узгоджено:
Замовник _____

РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1 Передбачені проектом вирішення і заходи щодо виробничої санітарії, пожежної безпеки і безпеки праці

Таблиця – 5.1 Перелік передбачених проектом вирішень і заходів щодо виробничої санітарії, пожежній безпеці і охороні праці.

Вирішення по виробничій санітарії, пожежній безпеці і охороні праці	Частина дипломного проекту, у якій розроблені ці рішення		
	розрахунково- пояснювальна записка		графічна частина
	розділ	№ сторінок	№ аркуша
об'ємно-планувальні вирішення по техніці безпеки: -визначені розміри – санітарно-захисної зони, санітарних розривів; - обґрунтоване компонування площ, проїздів, проходів, розміщення в'їзних воріт і вхідних дверей з погляду техніки безпеки	АР		
виконаний теплотехнічний розрахунок огороджуючих конструкцій	АР		
обґрунтоване застосування систем опалення, вентиляції, загальнообмінної вентиляції.			
виконаний розрахунок строп	БЖД		
пожежна безпека визначені: категорії приміщень і будинку в цілому по пожежо-вибуховій безпеці; необхідний ступінь вогнестійкості будинку; необхідні межі	АР		

вогнестійкості основних будівельних конструкцій. евакуаційні шляхи і виходи під час пожежі; визначений необхідний час евакуації людей.			
охорона праці і техніка безпеки при розробці технологічних карт	ТХ		
при розробці будгенплану визначені: небезпечні зони, місця розташування тимчасових побутових споруд	ПОБ		

5.2 Розрахунок строп

Стропування вантажів – одна з відповідальних операцій при виконанні такелажних робіт. Конструкції стропів повинні забезпечувати безпеку і зручність робіт, а також можливість швидкого стропування і розстропування вантажів. Число віток строп, на яких підвішують вантаж, вибирають залежно від маси вантажу, що піднімається, і діаметра каната. Звичайно прагнуть застосувати строп з меншим числом віток за рахунок збільшення діаметра каната [21, 23, 49, 76].

Вантажопідйомність стропів визначається розривним зусиллям каната з урахуванням кількості віток і коефіцієнта запасу міцності.

При вертикальному положенні строп допустиме зусилля в кожній вітці,

$$S = \frac{G \cdot g}{k \cdot n \cdot \cos \alpha}$$

де G – вага вантажу. H (кгс);

g – прискорення вільного падіння ($g = 10 \text{ м/с}^2$);

n – число віток стропа;

α – кут нахилу вітки стропа (у градусах).

Замінивши для простоти розрахунків $\sim 1 / \cos \alpha$ коефіцієнтом m , одержимо

$$S = \frac{m \cdot G \cdot g}{k \cdot n} = \frac{1,41 \cdot 2980 \cdot 10}{0,75 \cdot 4} = 14006 \text{ Н} = 14 \text{ кН}$$

де m – коефіцієнт, що залежить від кута нахилу вітки до вертикалі; при $\alpha = 45^\circ$ – $m = 1,41$.

Виконаний розрахунок строп для переміщення бадді з бетоном масою 2,98т
Прийнята загальна вага вантажу, що піднімається, 2980 кг, число віток стропа $m = 4$, $k_c = 0,75$

Канати повинні бути перевірені на міцність розрахунками [21, 76]

$$\frac{P}{S} \geq k; P > S \cdot k = 14 \cdot 6 = 84 \text{ кН}$$

де P – розривне зусилля каната в цілому в Н по сертифікату;

S – найбільший натяг віток каната Н;

k – коефіцієнт запасу міцності = 6.

По знайденому розривному зусиллю R підібраний канат і визначені його технічні дані: тимчасовий опір розриву, найближче більше до розрахункового, і його діаметр.

Знайденому R відповідає канат подвійний $6 \times 19 (1 + 6 + 6/6) + 1$ (ГОСТ 2688-80) діаметром 14 мм, з розрахунковим розривним зусиллям каната 98 кН [21, 76].

РОЗДІЛ 6

НАУКОВА РОБОТА

6.1 Вітчизняний і закордонний досвід застосування трубобетонних конструкцій при зведенні каркасних будинків

У перших спорудах з використанням трубобетона застосовувалося багатотрубне армування, при якому несучим елементом був пакет із трубобетонних стержнів малого діаметра (міст у передмісті Парижа 1931 р.). Далі в 40-х роках з появою монотрубної системи, вважається розвитком трубобетонних конструкцій, до яких відносяться різні конструкції мостів, ферми, опори ЛЕП.

Відомий приклад зведення будинку в Бельгії із застосуванням трубобетонних ферм, що скоротили витрату сталі на 40%. У Франції, м. Ольян трубобетонні колони циліндричного і прямокутного перерізу, застосовані при будівництві лабораторії НДІ. Економія сталі в порівнянні з металевим каркасом так само склала 40%.

У КНР уперше трубобетон знайшов своє застосування як колони при будівництві станцій Пекінського метрополітену. В цей час широке використовується при зведенні несучого каркасу висотних будинків. Трубобетонні колони з ядром з переважно високоміцних бетонів набули масового застосування у висотних будинках великих міст.

У місті Гуанчжоу в 1995 р. побудоване 33-х поверховий будинок торговоадміністративного центру «Peace World Plaza» висотою 116,3м. (рис. 6.1) з колонами нижніх п'яти поверхів (у тому числі три підземні) із трубобетона. Завдяки технічній особливості трубобетона, влаштування фундаменту і підземної частини будинку здійснювався методом зворотного ходу (без влаштування відкритого глибокого котловану).

В 1995 р. у м. Тяньцзінь було побудовано 38 поверховий адміністративний будинок «Tianjin Evening News» висотою 137м (рис. 6.2). Основними вертикальними несучими конструкціями були центральний залізобетонний стовбур і 16 трубобетонних колон змінного перерізу від 1020мм до 630мм по висоті будинку.

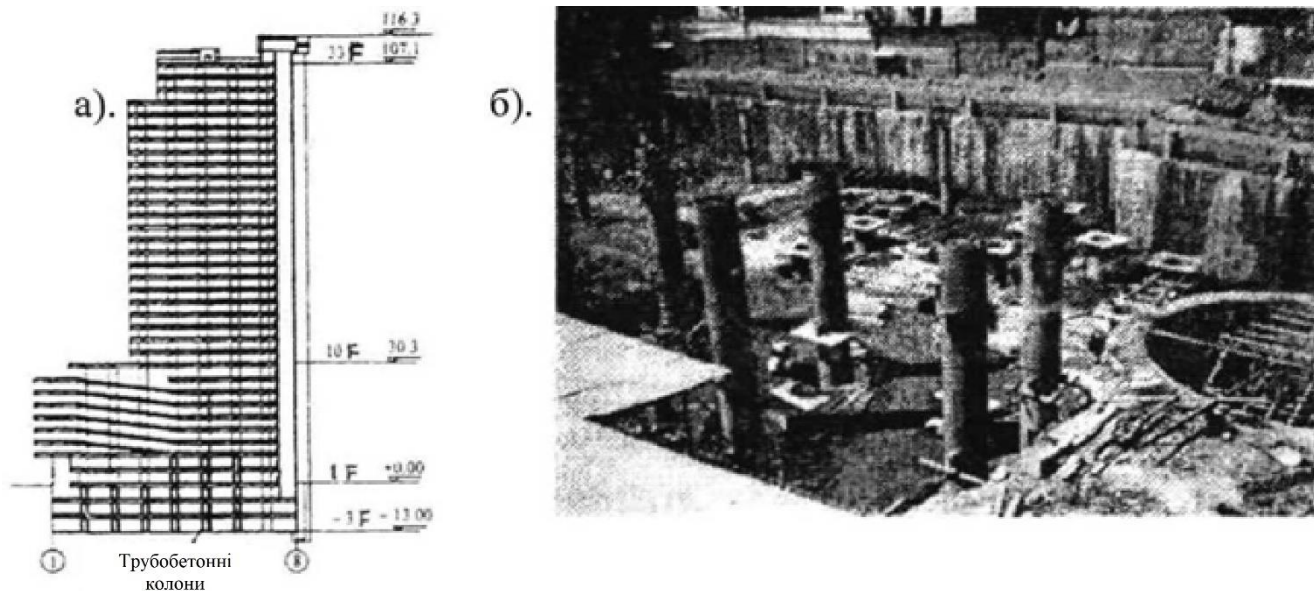


Рис. 6.1 Будинок «Peace World Plaza» м. Гуанчжоу

a – розріз; *б* – процес зведення підземної частини із застосуванням трубобетонних КОЛОН



Рис. 6.2 Процес зведення будинку «Tianjin Evening News»



Рис. 6.3 Будівля 72-х поверхового торгово-адміністративного будинку

SEG Plaza (м. Шинцієн)

В 1999 р. у м. Шинцієн побудовано 72 поверховий торгово-адміністративний будинок «SEG Plaza» висотою 291,6м (рис. 6.3). Основними вертикальними несучими конструкціями для головної вежі є 16 масивних трубобетонних колон, розміщених по контуру вежі і 28 малодіаметрових трубобетонних колон, що утворюють центральний стовбур. Даний будинок на сьогоднішній день вважається найвищим із застосуванням трубобетона.

В 2010 році в Гуанчжоу побудовано одне з найвищих споруд світу, це телевежа «Canton Tower» висотою 600м (рис. 6.4, а), що має унікальну архітектурну форму конічного силуету. Монолітний залізобетонний стовбур замкнуту оболонкою із трикутних решіток, що складаються із трубобетонних елементів (рис. 6.4, б).



Рис. 6.4 Телевежа «Canton Tower» висотою 600м

а - загальний вид вежі; б, - оболонка із трубобетонних елементів

Дана конструкція дозволяє вітровим потокам проходити крізь конструкцію без утворення завихрень, що гарантує стійкість вежі при утворення тайфунів.

Американська фірма «Skilling Word Magnusson Berkshire Inc» в 1970-х роках розробила нову конструктивну схему «SWMB» для зведення висотних будинків.

Особливістю системи є застосування трубобетонних конструкцій як колон зі надмірно міцного бетону. По даній конструктивній схемі в США побудовано більше десятка висотних будинків, що підкреслюють ефективність трубобетонних елементів.

Одним з перших будинків системи «SWMB» є 58 поверховий адміністративний будинок «Two Union Square» висотою 230,7м, побудоване в 1988 р. м. Сіетл, США (рис. 6.5).

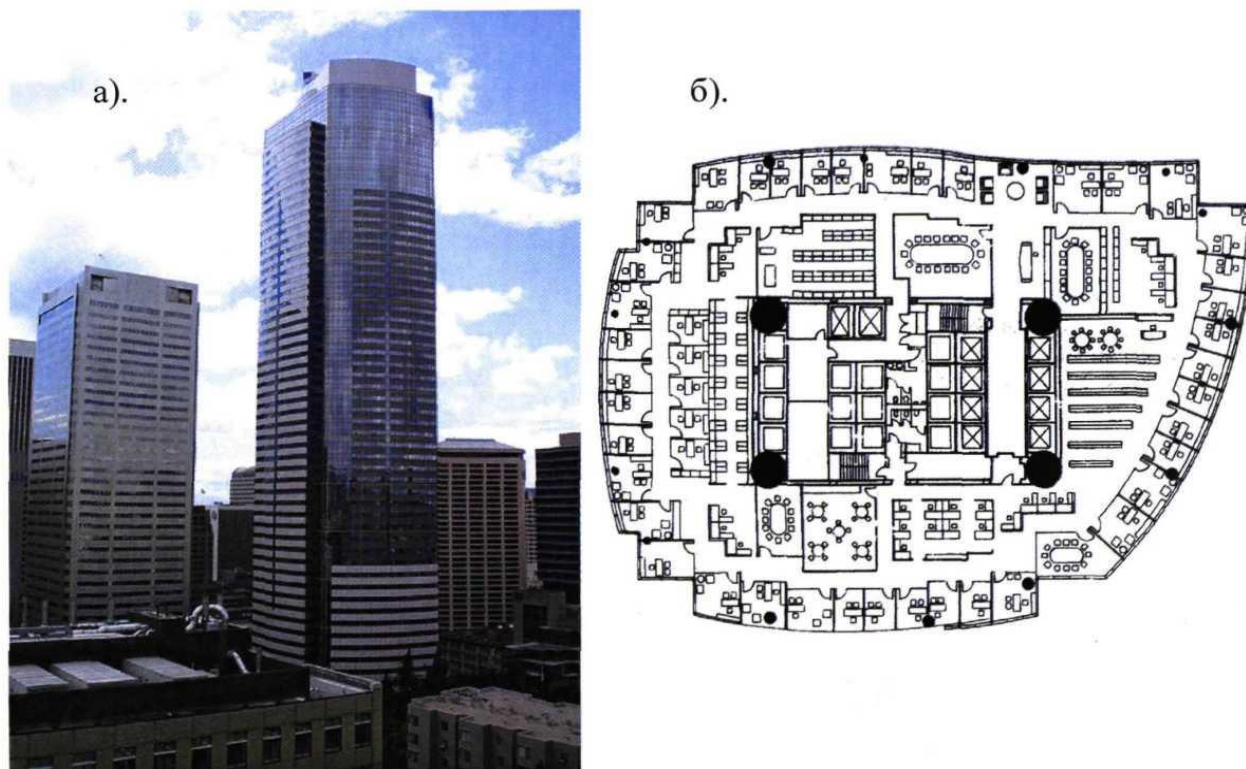


Рис. 6.5 58-ми поверховий будинок «Two Union Square» з несучими конструкціями із трубобетона

a - загальний вид будинку; *б* - план типового поверху

У даному будинку вертикальними несучими конструкціями є чотири масивні колони зі сталевих труб, заповнених високоміцним бетоном, що утворюють центральне ядро, а по периферії будинку уздовж зовнішніх стін розташовуються 14 трубобетонних колон діаметром від 910мм до 1360мм нижньої частини і до 410мм у верхній частині висотки. Спільна робота трубобетонного стовбура і зовнішніх стін забезпечена сталевими діагональними зв'язками в рівнях 35-38 поверхів, а також сталезалізобетонними конструкціями балок і плит міжповерхових

перекрыттів. У цьому будинку вдалося знизити витрати на будівництво порівнюючи з подібною висотою із залізобетонних колон на 30%, зокрема, витрата сталі склала 58кг на 1м² площі проти 122кг що витрачалось для будинків такої ж поверховості. Застосування трубобетону дозволило здійснювати бетонування каркасу висотного будинку зі швидкістю 4 поверху в тиждень.

Пустотілі сталеві оболонки заповнювалися високоміцним бетоном, несуча здатність на стиск якого в 56 доби твердіння склала 133МПа, а модуль пружності 5,04-104МПа. Такі характеристики досягнуті завдяки оптимальному добору складу бетону і застосуванню високоякісних складових для бетонної суміші. Значному збільшенню несучої здатності бетону сприяє дуже низьке водоцементное відношення, рівне 0,22, застосування високомарочного цементу і ретельно фракціонованих заповнювачів крупністю до 10мм, а також уведенням добавки суперпластифікатору і тонко дисперсного кремнезему в кількості 10% від маси цементу, що підвищує несуча здатність бетону на 25%. При досягнутому низькому водоцементному співвідношені осадка конуса бетонної суміші становила 25см, що дозволило подавати її за допомогою бетононасосов. Бетонування проводилося напірним методом знизу-нагору через спеціальні технологічні отвори в трубчастій оболонці без вібрування.

В Україні ведеться проектування і будівництво 17-поверхових житлових будинків із застосуванням у металевому каркасі із трубобетонних стійок (рис. 6.6).



Рис. 6.6 Приклад застосування трубобетонних конструкцій при будівництві багатоповерхових будинків в Україні

Застосування даної технології дозволило практично піти від сезонності в будівництві, а також значно скоротити трудові і енергетичні витрати в процесі зведення. Встановлено, що ця технологія на 15 % дешевше, ніж застосування традиційних конструкцій.

Також яскравим прикладом застосування трубобетонних конструкцій є опори транспортних галерей складу руди, зведені в Новокриворізькому і Південному Гірничозбагачувальному комбінатах м. Кривий Ріг. Такі опори витримують вплив різних комбінацій статичних, динамічних і ударних навантажень. Спочатку ці опори, довжиною понад 20 м, були запроектовані з монолітного залізобетону кільцевого перерізу діаметром 6 м з товщиною стінки 500 мм. За пропозицією вчених Криворізького технічного університету ці опори були замінені на трубобетонні без додаткової стержневої арматури. Трубобетонні опори являють собою багатоповерхову просторову раму, що складається із чотирьох стійок і поперечних розпірок. Стійки опор були виконані зі сталевих труб із зовнішнім діаметром 1020 мм і товщиною стінки 10 мм. Трубчасті конструкції опор були виготовлені на заводі металевих конструкцій, заповнення бетоном, який подавався знизу, здійснювалося на місці будівництва за допомогою бетононасоса. Заміна залізобетонних опор на трубобетонні дозволило значно скоротити час будівництва і одержати на кожному опорі економію 100 м³ бетону, 3,5 т сталі, 6,3 м³ деревини. Ще одним з видатних прикладів застосування трубобетона є несучі колони нижнього ярусу вентиляційної градирні коксохімічного заводу в Кривому Рогу. Основною причиною заміни залізобетонних колон на трубобетонні були особливі умови експлуатації - наявність агресивного середовища (фенольні води) і попереми́нний цикл заморожування і відтавання в зимово-весняний період (конструкції відкриті і зазнають безпосередньо дії навколишнього середовища), у яких залізобетон дуже погано працює. Тому в 1977 р. було прийнято рішення замінити залізобетонні колони нижнього ярусу на трубобетон. Вентиляційна градирня із трубобетонними колонами успішно експлуатується з 1980 р.. Для виключення впливу агресивної фенольної води на металеву оболонку трубобетона було запроектовано покрити їх захисним шаром на основі епоксидної смоли. Також трубобетон був застосований для зведення підпірних стінок на Полтавському ГЗК, колон у Палаці молоді і

студентів у Кривому Розі, Палаці культури, будинку Державної автомобільної інспекції, ігровому корпусі турбази «Червоні вітрила», у торгово-розважальних комплексах.

6.2 Метод розрахунку трубобетонних елементів

6.2.1 Метод розрахунку центрально стиснутих трубобетонних елементів

Несуча здатність трубобетонної стійки визначається залежністю припускаючи, що руйнівне навантаження залежить від граничних умов бетонного ядра і сталевій оболонки

$$N = A_b \cdot f_{cd} + 2A_s \cdot f_{yd}$$

де: N – граничне поздовжнє зусилля; A_b – площа поперечного перерізу бетону; f_{cd} – розрахунковий опір бетону на стиск; A_s – площа поперечного перерізу сталевій оболонки; f_{yd} – розрахунковий опір сталі на стиск.

За граничний стан трубобетонного стержня можна приймати початок текучості бетонного ядра. Несучу здатність трубобетонного елемента в такому випадку можна обчислювати за наступною емпіричною формулою залежно від кубікової несучої здатності бетону:

$$N = f_{cd} \cdot A_b + \sigma_s \cdot A_s$$

де: N – граничне поздовжнє зусилля; f_{cd} – розрахунковий опір бетону на стиск; A_b – площа поперечного перерізу бетону; σ_s – межа текучості металу в сталевій оболонці; A_s – площа поперечного перерізу сталевій оболонки.

$$f_{cd} = 0.7f_c + 180$$

де: f_c – несуча здатність бетону на 30 день визначена по кубиках розміром

20×20×20см.

Руйнівне навантаження трубобетонних елементів при осьовому стиску можна визначити з вираження:

$$N = f_c \cdot A_b + 2.2\sigma_t A_t$$

де: f_c – кубикова несуча здатність бетону;

A_b – площа перерізу бетону;

σ_t – границя текучості сталі;

A_t – площа перерізу труби.

Залежність відрізняється від попередніх тим, що одночасно коректується несуча здатність бетону в трубі і зусилля в металевій обоймі.

Вираження, що описує роботу бетону і сталі в трубобетонному елементі без викривлень, повинне мати наступний вигляд:

$$N_{tb} \leq \varphi_{tb} (f_{ck,prism} A_b + \alpha \cdot f_t \cdot A_t)$$

де: φ_{tb} – коефіцієнт поздовжнього згину трубобетонного елемента;

$f_{ck,prism}$ – призмоча несуча здатність бетону;

A_b – площа перерізу бетону;

α – коефіцієнт ефективності сталеві оболонки;

f_t – розрахунковий опір стиску металу труби;

A_t – площа перерізу металеві труби.

У вираженні коефіцієнти, що коректують зусилля в сталеві обоймі (α) і поздовжнього згину (φ_{tb}), є змінними.

Прийнята концепцію, що руйнування трубобетонного елемента відбувається внаслідок початку текучості сталеві оболонки в поздовжньому напрямку. При центральному стиску загальна залежність несучої здатності представляється у

вигляді співвідношення, заснованого на сумарному обліку складових – бетонного ядра і сталеві оболонки.

$$N = (k_b \cdot \sigma_b \cdot A_b + k_s \cdot f_{yd} \cdot A_s) \gamma_c \cdot \gamma_n$$

де k_b – коефіцієнт однорідності бетонного ядра;

σ_b – нормативний опір бетонного ядра;

A_b – площа перерізу бетону;

k_s – коефіцієнт однорідності сталі;

f_{yd} – нормативний опір сталі;

A_s – площа перерізу сталі;

γ_c, γ_n – коефіцієнти надійності і умови роботи.

В методику розрахунків ввівши коефіцієнт k , що характеризує ефективність об'єми, вважати не постійний ($k = 4$), а змінним, який мінняє своє значення залежно від коефіцієнта армування і діаметра сталеві оболонки. Вираження для підрахунку коефіцієнта k має такий вигляд:

$$k = 4.8D^{-0.18} (0.03\mu^{-0.72} + 1)$$

де: D – зовнішній діаметр сталеві оболонки;

μ – коефіцієнт армування.

Дане вираження потребує коректування з використанням сучасних знань про роботу бетону в умовах об'ємного стиску. У підсумку отримана наступна залежність, що зберігає структуру і фізичний зміст попередніх формул

$$N = A_b (f_{cd} + k_t \sigma_{br}) + \alpha_s \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

Таким чином, запропонована залежність оцінює несучу здатність

трубобетонної стійки з урахуванням об'ємного стиску бетонного ядра і напруженого стану сталеві оболонки.

Необхідно відзначити, що вираження, що глибокі дослідження і накопичений експериментальний матеріал переконливо показали, що теорія розрахунків пружного тіла з її основними законами гіпотезою плоских перерізів і законом Гука для бетону не можуть більше використовуватися для визначення несучої здатності залізобетонних елементів. У цей час усі розрахунки, пов'язані з визначенням несучої здатності центрально і позацентрово стиснутих трубобетонних елементів може здійснюватися на основі методу кінцевих елементів.

6.2.2 Розрахунок трубобетонних конструкцій на центрово і позацентровий стиску відповідно до вітчизняних і закордонних норм

Аналізуючи результати розрахунків трубобетонних конструкцій по різних існуючих нормах і методах розрахунків будівельних конструкцій, а саме:

- по приведених до сталі перерізах;
- як для залізобетонних конструкцій із жорстким армуванням;
- згідно із проектом нормативного документа, розробленого, Полтавським НТУ;
- відповідно до нормативного документа Eurocod 4.

Результати даного аналізу показали, що розрахунки трубобетонних конструкцій по різних нормах для залізобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням дають близькі результати до отриманих по Eurocod 4, а при розрахунку як сталевих, з приведеним до бетону перерізом, слід враховувати непружні властивості бетону.

Провівши аналіз вітчизняних і закордонних нормативних даних і методик розрахунків, найбільше обережно оцінювати несучу здатність трубобетонних елементів можливо по німецьких нормах DIN 18806 наступною залежністю:

$$N = \sigma_b^* A_b + \sigma_s A_s$$

де проводиться врахування спільної роботи бетонного ядра і обійми при визначенні напруження σ_b^* і σ_s за допомогою коефіцієнтів η_1 і η_2 . При цьому загальна жорсткість трубобетонного елемента представляється як сума жорсткостей бетонного ядра і сталевий оболонки в припущенні їх пружної роботи.

$$(EJ)_{cl} = E_s \cdot J_s + E_b \cdot J_b$$

У зв'язку з тим, що даний метод застосовують у Німеччині поряд з Eurocod 4, рекомендується розрахунки трубобетонних елементів робити по даному документу.

Представлена методика розрахунків нормальних перерізів по деформаційній моделі, дозволяє визначати напружено-деформований стан трубобетонних колон. За даною методикою була написана комп'ютерна програма, що реалізує розрахунки трубобетонного елемента із двома рядами армування.

Особливість розрахунку нормального перерізу трубобетонного елемента на заданий силовий вплив полягає в його пошаровій розбивці на елементарні ділянки для кожного виду матеріалів, визначення площ і координат їх центрів ваги в проекції на площину згину, складання масивів даних для обробки програмним забезпеченням.

Результати комп'ютерної програми за даною методикою, достовірні при забезпеченні спільної роботи стінки металевий труби і бетонного ядра на всіх етапах завантаження, що досягається додатковими конструктивними заходами.

6.3 Порівняння будівельно-технологічних характеристик каркаса будинку при заміні залізобетонних колон на трубобетонні

6.3.1 Мета і об'єкт порівняння

Для визначення ефективності застосування трубобетонних елементів проведено порівняння будівельно-технологічних характеристик двох аналогічних варіантів каркаса висотного будинку. У першому варіанті вертикальні несучі конструкції виконані із традиційних залізобетонних елементів, які в другому

варіанті замінюються трубобетонними конструкціями, по розрахунку.

У якості об'єкта порівняння обраний 46-ти поверховий адміністративноторговий висотний комплекс «Mirax Plaza» м. Київ, висотою 192,5м, каркасної конструктивної схеми, що має наступні основні характеристики:

- міжповерхове перекриття з монолітного залізобетону із класом по несучій здатності С50/60;

- циліндричні периферійні колони і стіни ядра жорсткості з монолітного залізобетону із класом по несучій здатності С60/75 і змінними діаметрами 1600, 1400, 1200 і 900мм відповідні I, II, III і IV ярусам. Колони армовані двома циліндричними каркасами зі стержнів $\varnothing 40$ А500 (рис. 6.7).

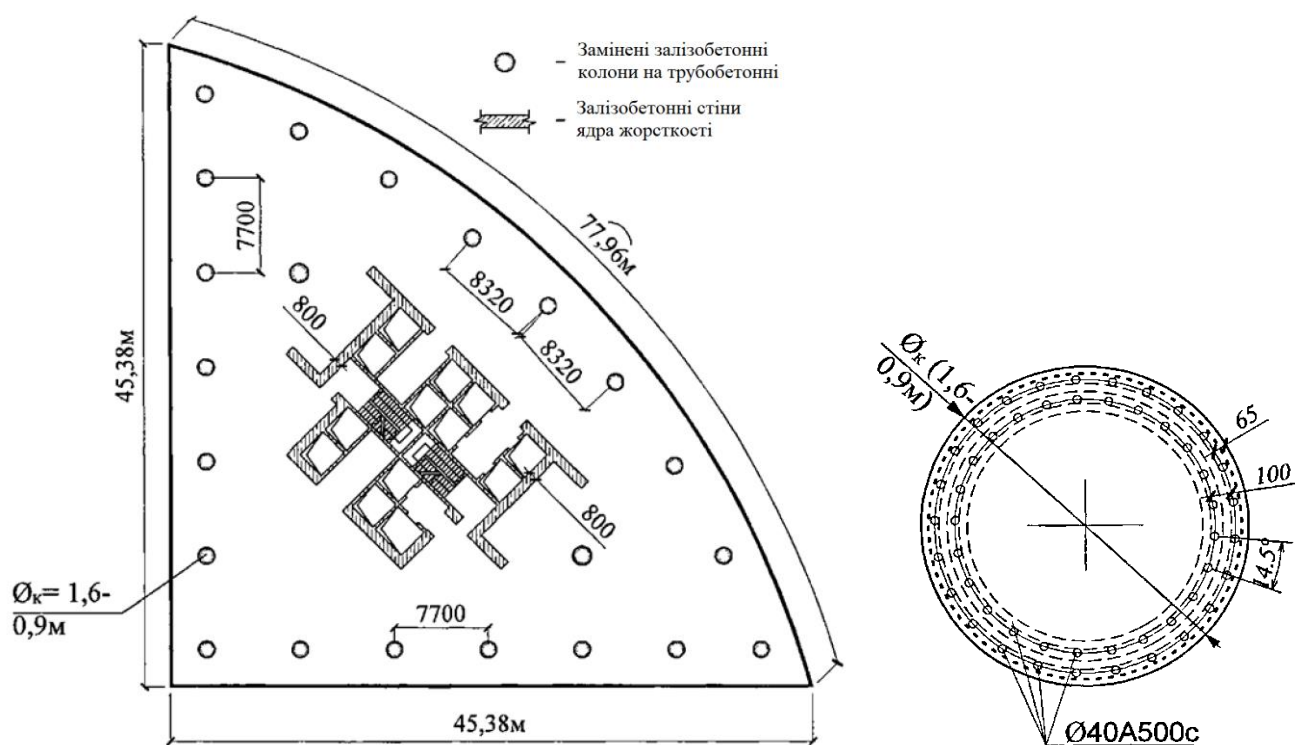


Рис. 6.7 План типового поверху комплексу «Mirax Plaza», армування залізобетонної колони

У даному будинку проводиться заміна периферійно розташованих залізобетонних колон на трубобетонні. Передбачається, що трубобетонні колони оснащуються з'єднувальними гільзами, що мають анкерні системи в рівні з'єднань перекриттів з колонами, що дозволяє забезпечити спільну роботу сталеві оболонки і бетонного ядра.

6.3.2 Дбір перерізу трубобетонних колон

У програмному комплексі IND+2010 у підсистемі кінцевоелементних розрахунків будівельних конструкцій на несуча здатність, стійкість і коливання MicroFe 2010 створена модель адміністративно-торговельного комплексу «Mirax Plaza» (рис. 6.8) і зроблений її статичний розрахунок з врахуванням вітрової пульсаційної складової і розподілу навантаження на каркас.

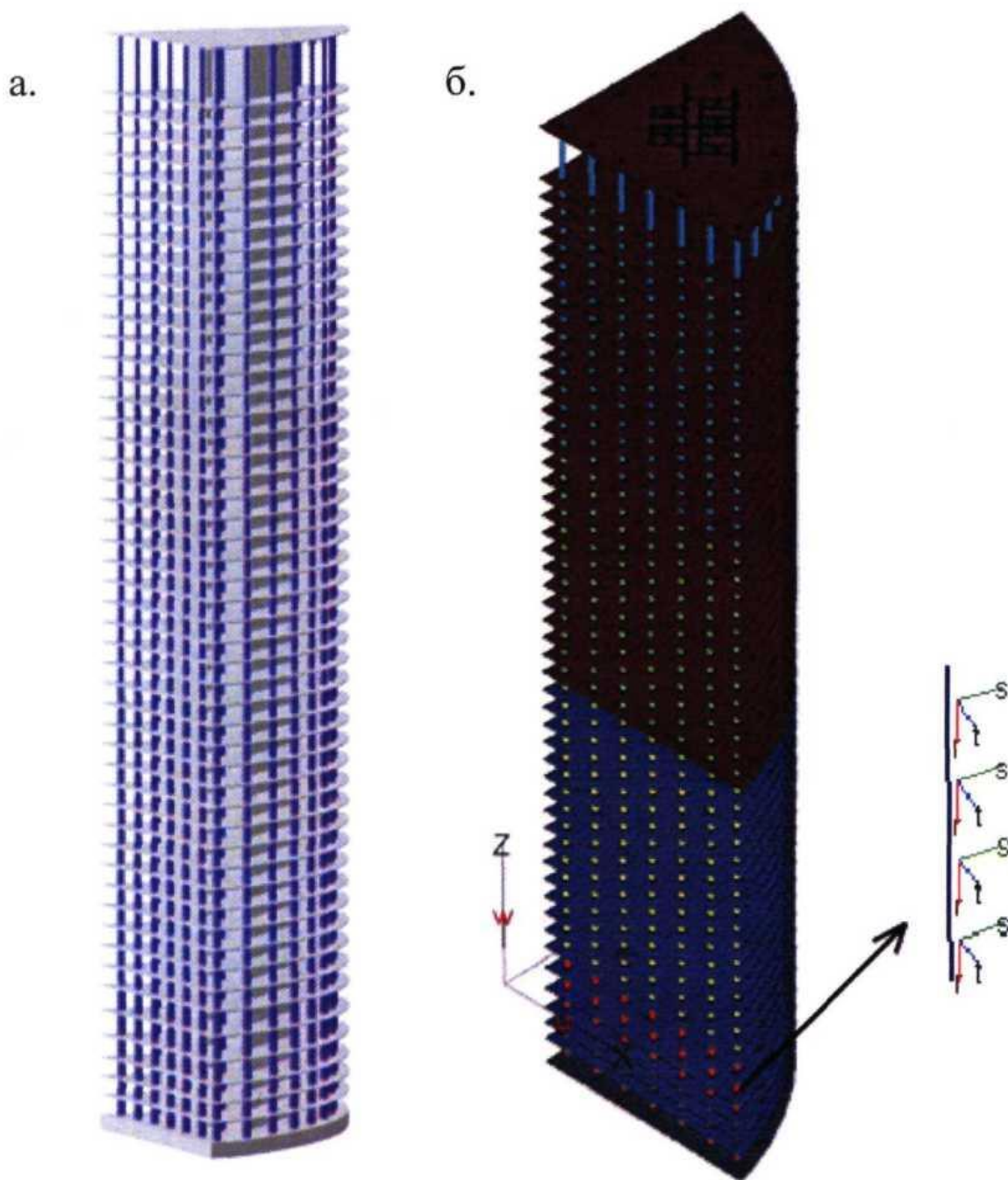


Рис. 6.8 Розрахункова модель адміністративно-торговельного комплексу «Mirax Plaza»

а - загальний вид; *б* - те ж з розбивкою на яруси і матеріали

Отримані за результатами розрахунків максимальні розрахункові зусилля, що діють у колонах, представлені в таблиці 6.1, які використовувалися для добору перерізів трубобетонних елементів.

Таблиця 6.1 – Максимальні розрахункові зусилля в колонах

№ п/п	№ ярусу	N , кН	M_s , кНм	M_t , кНм	Q_s , кН	Q_t , кН
1	2	3	4	5	6	7
1	I	37757,7	4140,4	2934,6	6248,8	6240,3
2	II	31355,3	338,2	343,5	174,6	172,5
3	III	16570,6	438,5	435,6	216,6	218,4
4	IV	3502,7	5939,1	5948,0	3258,3	3253,3

Первісний добір поперечного переріза трубобетонного елемента проводився по методу що дозволяє вірогідно оцінювати напружено-деформований стан і має простий алгоритм розрахунків. Далі проводилася перевірка підбраного перерізу згідно з методикою як для залізобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням.

Усі периферійні колони кожного ярусу, розраховуються на позacentровий стиск із розрахунковим ексцентриситетом, що діють у двох напрямках, значення якого визначається вираженням, що перевищує значення випадкового ексцентриситету.

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N}$$

де: M_{\max} – максимальне значення згинального моменту, що діє в перерізі самої завантаженої колони;

N – максимальна розрахункова сила діюча в колоні.

При розрахунках приймаються коефіцієнти $\gamma_{b3} = \gamma_{b6} = 1$ тому що експериментами доведено, що при бетонуванні у вертикальній трубі бетон не розшаровується, а колона призначена для експлуатації в опалювальних приміщеннях. Заморожування свіжовкладеного бетону в трубі до його схоплювання і твердіння в жодному разі не допускається, тому що при замерзанні

бетону порушується його структура, знижується адгезія з оболонкою і можливий розрив стінки сталеві труби.

Відповідно до посібника із проектування залізобетонних конструкцій із жорсткою арматурою так як $\frac{l_0}{r_n} = 19.02 > 14$

де l_0 – розрахункова висота колони;

r_n – радіус інерції приведенного поперечного перерізу.

Такий вплив прогинів на несучу здатність колони, як у площині розрахункового ексцентриситету поздовжнього зусилля, так і в нормальній до неї площині, слід враховувати шляхом множення e_0 на коефіцієнт η , що визначається вираженням

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{kp}}}$$

де N_{kp} – умовна критична сила, що визначається по перетвореною залежності відносно трубобетонного елемента;

N – максимальна розрахункова сила.

$$N_{kp} = \frac{6.4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I_b}{k_{dl}} \left(\frac{0.11}{0.1+t} + 0.1 \right) + \alpha \cdot I_s \right]$$

де E_b – модуль пружності бетону;

l_0 – розрахункова висота колони;

I_b – момент інерції бетонного ядра;

k_{dl} – коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента в граничному стані, визначається вираженням;

α – коефіцієнт відношення модулів пружності сталі і бетону;

I_s – момент інерції сталеві труби;

t – коефіцієнт, прийнятий рівним $\frac{e_0}{h}$, але не менше величини

$$t_{\min} = 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{h} - 0.001 f_{cd \text{ prism}}.$$

$$k_{dl} = 1 + \frac{M_{dl}}{M}$$

де M_{dl} і M – моменти щодо осі, нормальної до площини розрахункового ексцентриситету і що проходить через центр найбільш розтягнутої або найменш стиснутої ділянки сталеві труби.

У випадку, коли $\frac{e_0 \cdot h}{r^2} < 2$, несуча здатність трубобетонної колони підраховується наступною залежністю

$$N \leq \frac{k \cdot N_{np}}{1 + \frac{e_0 \cdot h}{2.5 \cdot r^2}}, \quad N_{np} = f_{cd} A_b + f_{yd} A_s$$

6.4 Технологія зведення каркасних будинків з колонами із трубобетона

При зведенні несучого каркаса будинку метал і бетон є основними будівельними матеріалами, які в першу чергу впливають на вартість будівництва. Заміна традиційних масивних залізобетонних колон на трубобетонні елементи, дозволяє не тільки знизити матеріалоемність будинку, але також сприяє скороченню технологічних процесів монтажу – демонтажу опалубки, армування і витримування. Завдяки більш високій несучій здатності в порівнянні із традиційними залізобетонними конструкціями з'являється можливість поліпшення архітектурно-планувальних вирішень за рахунок зменшення перерізу колони або збільшення їх прольоту і кроку.

Провівши аналіз експериментально-дослідних робіт виявлено що, ефективність трубобетонних елементів знижується при їх застосуванні в якості вертикальних несучих конструкцій багатопверхових каркасів без організації

додаткових конструктивно-технологічних вирішень, що дозволяють включати в спільну роботу сталеву оболонку і бетонне ядро. Використання з'єднувальних гільз, що мають анкерну систему в зоні комбінації трубобетонних колон з перекриттями, дозволяє інноваційно з високим ступенем технологічності вирішити основні цілі: з'єднання трубобетонних колон поярусно з безбалковими і балковими перекриттями.

Конструктивно-технологічні рішення дозволяють створити систему «оболонка» - «ядро», при якій передача навантаження від перекриття здійснюється через спеціальні закладні, що забезпечують їхню спільну роботу.

6.4.1 Конструктивно-технологічне вирішення стику трубобетонних колон у каркасних будинках

Забезпечення спільної роботи сталевій оболонки, бетонного ядра і елементів перекриття досягнуте шляхом з'єднання трубобетонних колон за допомогою з'єднувальних гільз, які виготовляються з металевих труб, меншого діаметра в порівнянні з оболонкою колони і має внутрішні П-подібні відгини стінки або іншу анкерну систему. Гільза виготовляється в заводських умовах і встановлюється у внутрішню частину оболонки, закріплюється за допомогою зварного з'єднання.

Конструкція перехідної гільзи передбачає можливість влаштування як балкового (рис. 6.9), так і безбалкового перекриття (рис. 6.10).

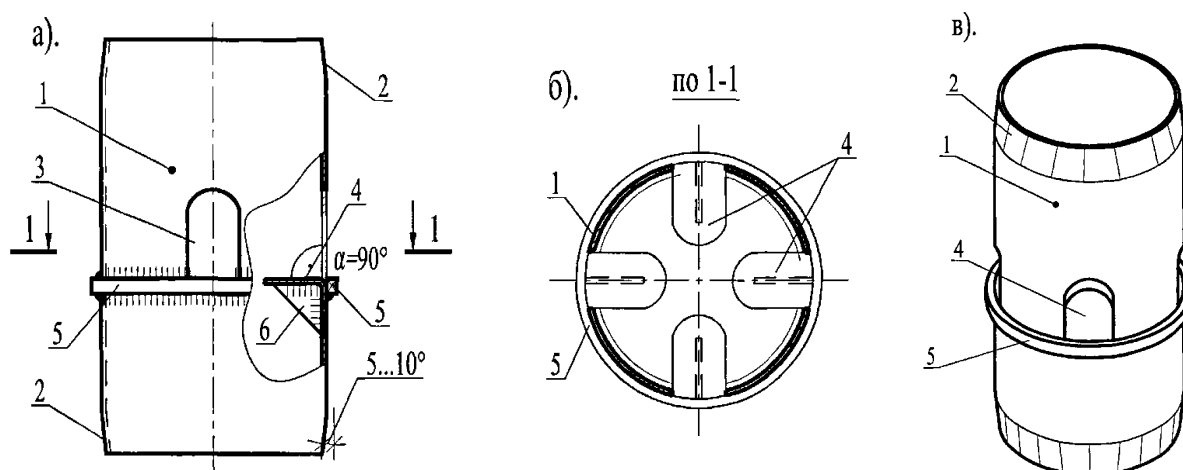


Рис. 6.9 – Конструкція з'єднувальної гільзи для балкового перекриття
 а - загальний вид з'єднувальної гільзи; б – розріз 1-1; в – аксонометрична схема гільзи; 1 – з'єднувальна гільза; 2 - конус; 3 - прорізи стінки; 4 - внутрішні відгини; 5 - циліндричний пояс; 6 - підкіс

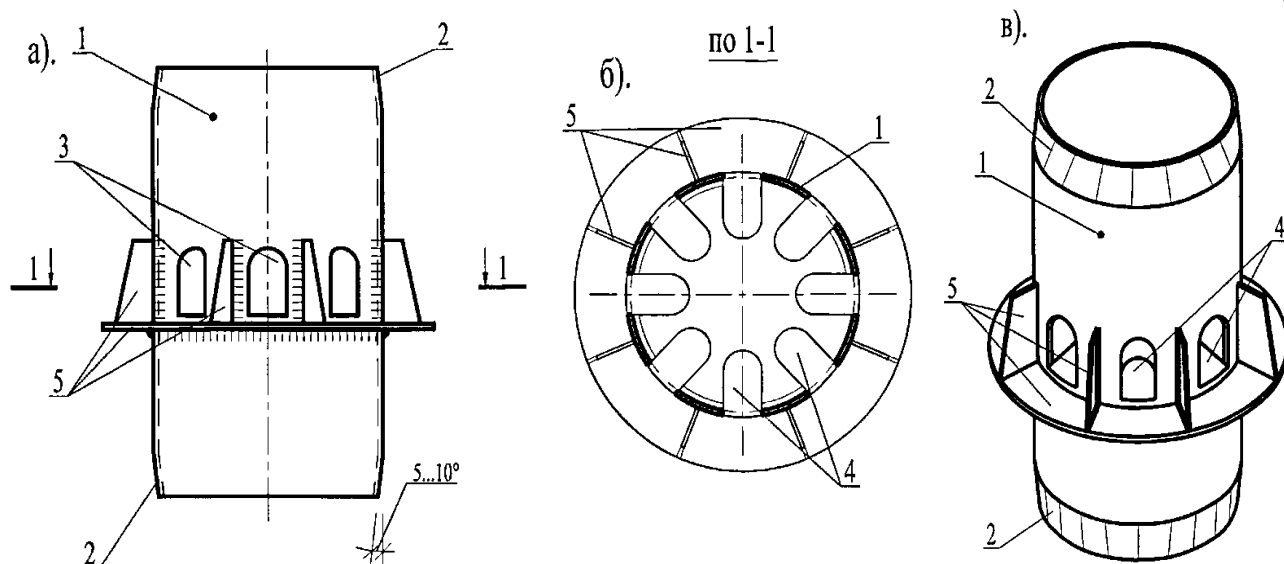


Рис. 6.10 Конструкція з'єднувальної гільзи для безбалкового перекриття
a - загальний вид з'єднувальної гільзи; *б* - розріз 1-1; *в* - аксонометрична схема гільзи; 1 - з'єднувальна гільза; 2 - конус; 3 - прорізи стінки; 4 - внутрішні відгини; 5 - опорний «комір»

При балковому перекритті внутрішні відгини стінки гільзи одночасно виступають у ролі опорних елементів для балок, що розподіляють навантаження від перекриття на бетонне ядро. Для підвищення несучої здатності опорні майданчики забезпечуються підкосами у вигляді металевих приварених пластин. У випадку безбалкового міжповерхового перекриття, з'єднувальна гільза оснащується спеціальним «коміром» що служить опорною зоною залізобетонного перекриття і розміщення арматури. Його рівень встановлення по висоті, збігається з положенням опорних майданчиків (П-подібних відгинів стінки гільзи).

Для безбалкового перекриття в з'єднувальній гільзі замість влаштування внутрішніх відгинів можуть бути влаштовані циліндричні анкери з пелюстковими муфтами (рис. 6.11 і 6.12), що забезпечують закріплення анкерів у стінці гільзи за рахунок їх розкриття. Їхнє встановлення проводиться в заздалегідь підготовлені отвори, до або після монтажу з'єднувальної гільзи.

У результаті експериментально-аналітичних досліджень встановлено, що влаштування П-подібних відгинів стінки з'єднувальної гільзи є найбільш раціональним вирішенням, ніж з влаштованими окремими циліндричними анкерами, що вимагає додаткових працезатрат на їхнє виготовлення і встановлення,

а також обмежену область розподілу навантаження на бетонне ядро при більших діаметрах трубобетонних колон.

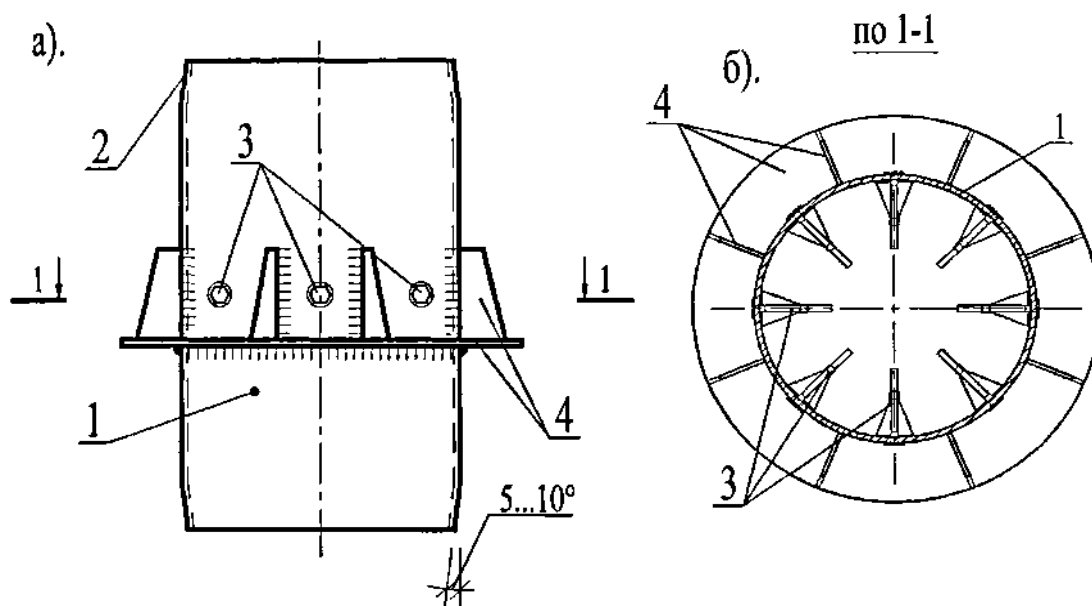


Рис. 6.11 З'єднувальна гільза з циліндричними анкерами

a – загальний вид з'єднувальної гільзи; *б* - розріз 1-1; 1 - з'єднувальна гільза; 2 - конус; 3 - циліндричні анкери з пелюстковою муфтою; 4 - опорний «комір»

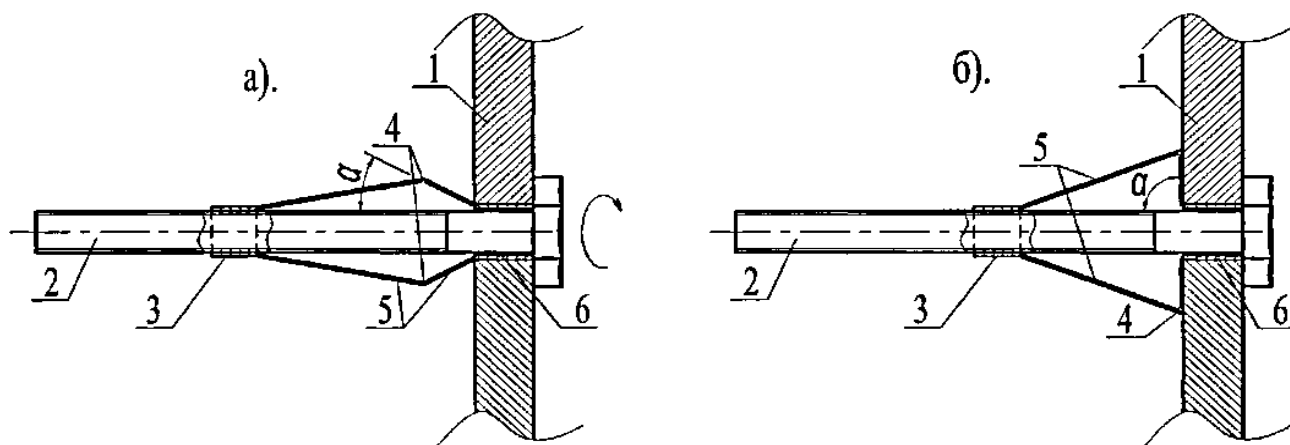


Рис. 6.12 Циліндричний анкер з пелюстковою муфтою

a - проміжне положення розкриття пелюсток; *б* - остаточне положення пелюсток; 1 - стінка з'єднувальної гільзи; 2 - циліндричний анкер; 3 - рухома частина муфти; 4 - пластичний шарнір; 5 - пелюстки муфти; 6 - нерухома частина муфти; 6 - кут розкриття пелюсток

Для з'єднання елементів колон різного діаметра розроблена перехідна гільза (рис. 6.13), яка має ті ж характеристики, що і з'єднувальна. Для забезпечення

процесу нарощування, елементи перехідної гільзи (верхня і нижня її частини) з'єднуються між собою за допомогою металевих пластин, що є ребрами жорсткості.

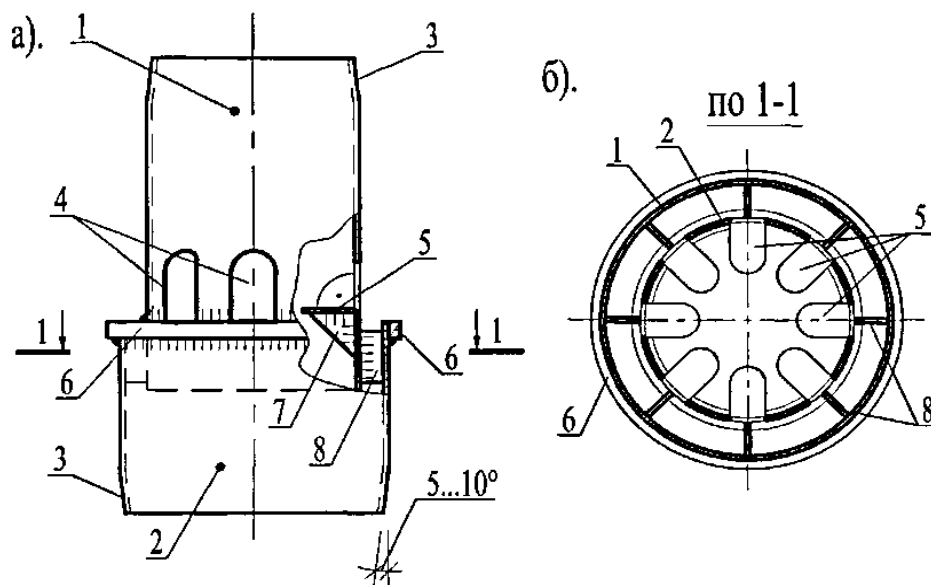


Рис. 6.13 З'єднання трубобетонних колон різного діаметра перехідною гільзою
a - загальний вид гільзи; *б* - розріз 1-1; 1 - верхня частина гільзи; 2 - нижня частина гільзи; 3 – конус; 4 - П-подібні прорізи стінки; 5 - внутрішні відгини стінки; 6 - циліндричний пояс; 7 - підкіс; 8 - ребра жорсткості, що поєднують перехідну верхню (1) і нижню (2) частини гільзи

Для підвищення рівня індустріальності трубобетонних конструкцій при їхньому монтажі, доцільно частину найбільш відповідальних робіт з влаштування сталевих оболонок з з'єднувальних гільзами виконувати в заводських умовах. Це дозволяє одержати монтажний елемент (рис. 6.14) з необхідними допусками по діаметрах для вільного встановлення в проектне положення.

У верхній частині сталеві оболонки розміщуються дві технологічні пластини з отворами, що забезпечують кріплення монтажних підкосів, що полегшує процес вивірки і тимчасового закріплення. Використання високого ступеня заводської готовності монтажного елемента і потокової технології виконання робіт, досягається зниження чисельного складу робітників, трудомісткості влаштування стиків і підвищується темпи зведення каркасу будівлі. Це також важливо, коли будівництво об'єкта ведеться в стиснених умовах будівельного майданчика і недостатньо площадки для організації місця

монтажного складання.

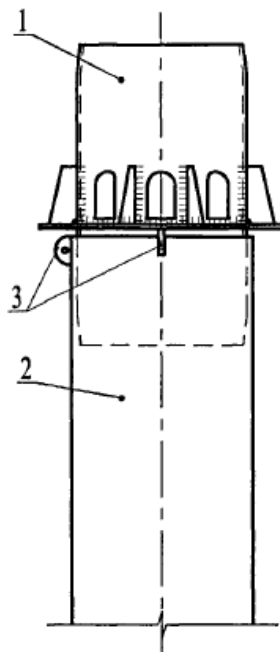


Рис. 6.14 Монтажний елемент заводського виготовлення

1 – з'єднувальна гільза; 2 – сталева оболонка колони; 3 – технологічні пластини для кріплення монтажних підкосів

6.4.2 Організаційно-технологічна модель зведення багатоповерхового каркаса із трубобетонними колонами

Ключовим момент зведення каркаса будинку із трубобетонними колонами, є можливість використання несучої здатності сталевій оболонки для передачі на неї навантаження від зон, що примикають до трубобетонних колон. У випадку використання балкового перекриття, технологічне навантаження зростає зі збільшенням прольоту балок. До моменту заповнення бетонною сумішшю виходить єдина просторова опалубна система вертикальних і горизонтальних елементів. Таким чином, можна послідовно здійснювати процес бетонування оболонок колон і перекриття без перерви на набір необхідної несучої здатності.

Організаційно-технологічна модель зведення каркаса може здійснюватися по двох технологічних схемах:

1. З розбивкою поверху на технологічні захватки, що забезпечують потоковість виконання робіт;
2. За однозахватковою схемою на площу поверху.

По першій схемі процес зведення каркаса починається з встановленням монтажних елементів (сталевих оболонок з з'єднувальними гільзами) у проектне положення. Враховуючи відносну малу вага сталевих оболонок, їх стропування може здійснюватися за допомогою хрестової траверси за опорний «комір», що має технологічні отвори для гаків (рис. 6.15, а) або шляхом пальцевого захоплення через спеціально виконаний отвір у верхній частині з'єднувальної гільзи (рис. 6.15, б). Далі проводиться вивірка і тимчасове закріплення монтажного елемента з використанням інвентарних підкосів.

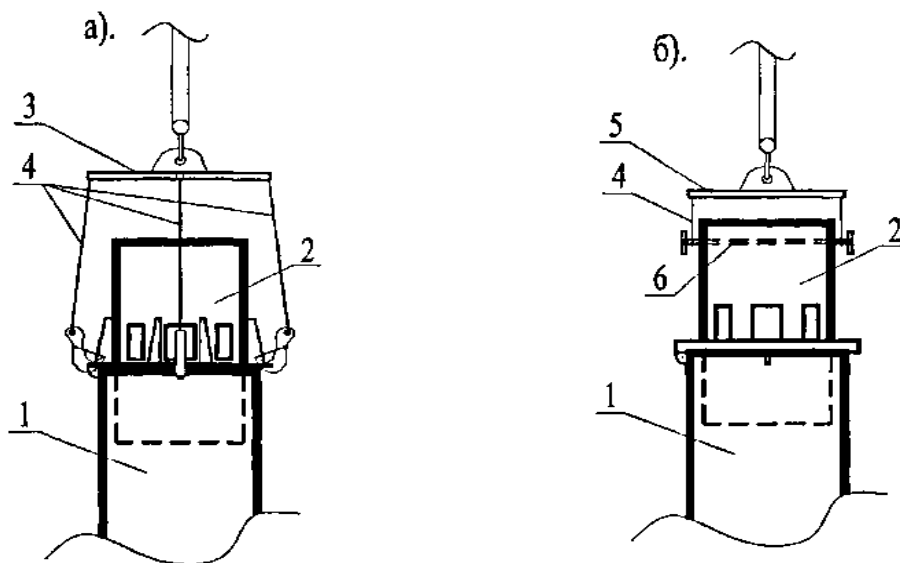


Рис. 6.15 Схеми стропування монтажних елементів хрестовою траверсою за опорний «комір» (а) і пальцевим захопленням (б)

1 - сталева оболонка; 2 - з'єднувальна гільза; 3 - хрестова траверса; 4 - стропи;
5 - траверса; 6 - сталевий палець

Постійне кріплення елементів здійснюється болтовим з'єднанням. Після чого влаштовується опалубка і армування безбалкового перекриття. У випадку використання балкового перекриття, технологічна послідовність складається з монтажу балок, укладанню незнімної опалубки із профільованого настилу, основного і додаткового армування. Скорочення технологічних операцій за рахунок відсутності армування колон і складних зєднань із перекриттями приводить до зниження тривалості підготовчого циклу. Бетонування захваток типового поверху здійснюється безупинно зі швидкістю подачі суміші 8...12м³/год.

По другій технологічній схемі виконується безперервний процес

послідовного зведення поверхів. При досягненні несучої здатності бетону перекриття 1,5...2,0МПа здійснюється монтаж оболонок колон наступного поверху, опалубки перекриття, армування і наступне укладання бетонної суміші. Демонтаж опалубки нижчележачого поверху здійснюється після набору несучої здатності не менш 50% з використанням стійок переопирання і 60% при прольоті що перевищує 8м. За рахунок безперервності процесів досягається додаткове зниження тривалості робіт зі зведення типового поверху на 15-20%.

6.4.3 Монтаж балкового перекриття

При влаштування балкового перекриття спочатку монтують металеві балки із заведенням їх у конструкцію з'єднувальних гільз через виконані в них прорізи стінки і обпиранням на внутрішні відгини. Тимчасове кріплення балок до циліндричного поясу виконується електродуговим зварюванням кутового шва, що забезпечить просторову жорсткість конструкції на період підготовчих робіт перед бетонуванням. Далі проводиться розкладка профільованого настилу по верхніх полицках балки із кріпленням на самонарізні гвинти і армування окремими арматурними стержнями (рис. 6.16).

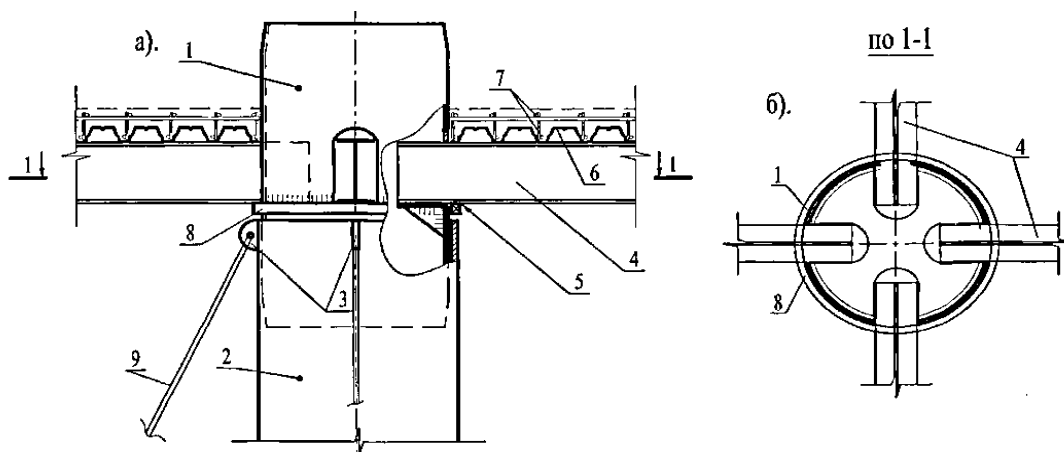


Рис. 6.16 Схема влаштування балкового перекриття

1 - з'єднувальна гільза; 2 - сталева оболонка; 3 - технологічні пластини («вушка»);
4 - металеві балки; 5 - зварене з'єднання; 6 - профільований настил; 7 - арматурні стержні; 8 - циліндричний пояс; 9 - монтажний підкіс

Зв'язок металевих балок перекриття з ядром жорсткості здійснюється шляхом зварного з'єднання встик через металеву пластину або кутник до закладної деталі.

6.4.4 Монтаж безбалкового перекриття

У випадку безбалкового перекриття (рис. 6.17) влаштовується стійково-балочна система з укладанням опалубних щитів. Далі здійснюється розкладка на опорні «коміри» сіток додаткового армування зон з'єднання перекриття з колонами, які зв'язуються з арматурними сітками нижнього і верхнього рівнів. Причому, для підвищення темпів арматурних робіт доцільно використовувати просторові арматурні блоки.

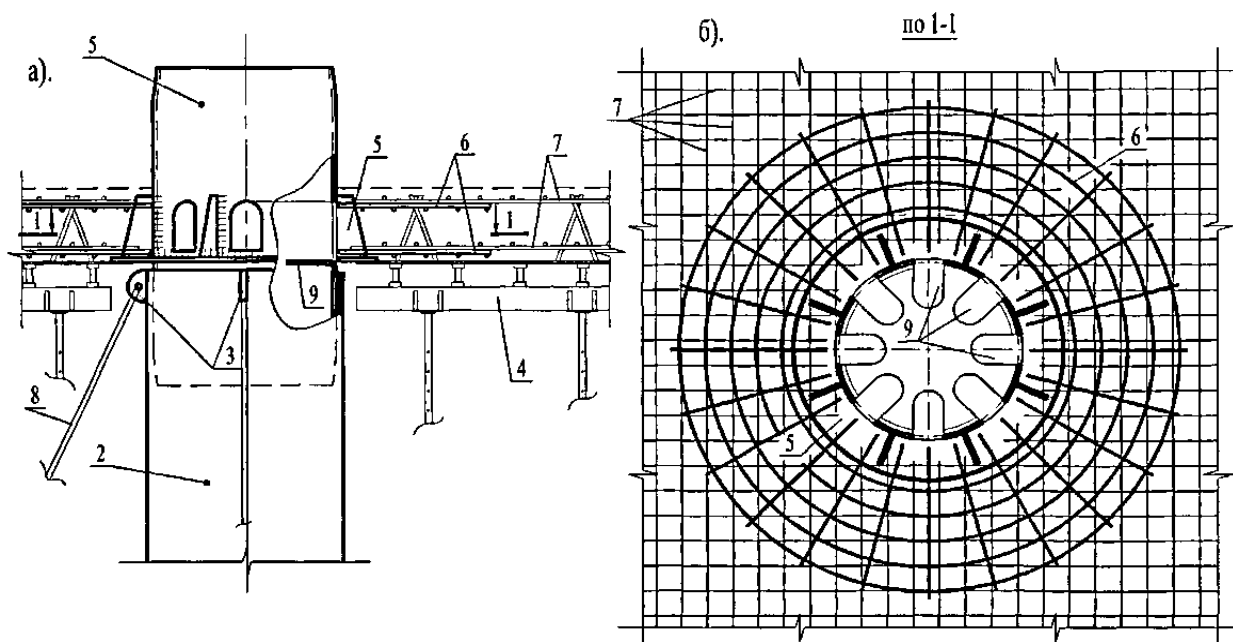


Рис. 6.17 Схема влаштування безбалкового перекриття

1 - з'єднувальна гільза; 2 - сталева оболонка; 3 - технологічні пластини («вушка»); 4 - опалубна система перекриття; 5 - опорний «комір»; 6 - додаткове армування зон з'єднання із колонами; 7 - верхні і нижні арматурні сітки; 8 - монтажні підкоси; 9 - внутрішні відгини стінки гільзи.

Для з'єднання міжповерхового перекриття з ядром жорсткості передбачається з'єднання робочої арматури за допомогою випусків. У випадку зведення ядра жорсткості з випередженням в один або кілька поверхів, арматурних випусків загортається в армований або спінений поліетилен і загинається горизонтально, а в момент з'єднання з перекриттям відгинається і замонолічується з арматурою перекриття. Також можливий варіант обпирання перекриття на опорний металевий «столік», що закріплюється на стіні ядра жорсткості через закладну деталь.

6.4.5 Одноциклічне бетонування конструкцій

Після виконання підготовчих робіт, перед бетонуванням конструкцій каркаса (монтаж металевих оболонок і влаштування опалубки балкового або безбалкового перекриття), коли забезпечена просторова жорсткість, здійснюється укладання бетонної суміші вертикальних і горизонтальних конструкцій в одному циклі - одноциклічне бетонування.

Спочатку бетонна суміш укладається в усі сталеві оболонки до відмітки верху плити перекриття і без перерви на набір несучої здатності бетонується перекриття. Це дозволяє збільшити площу технологічних захваток, більш раціонально використовувати бетононасосний транспорт при безперервній подачі бетонної суміші і скоротити тривалість зведення несучих конструкцій типового поверху. Приклад виконання робіт по зведенню несучих конструкцій каркаса будинку з одноциклічним укладанням бетонної суміші зображено на рис. 6.18 технологічними схемами.

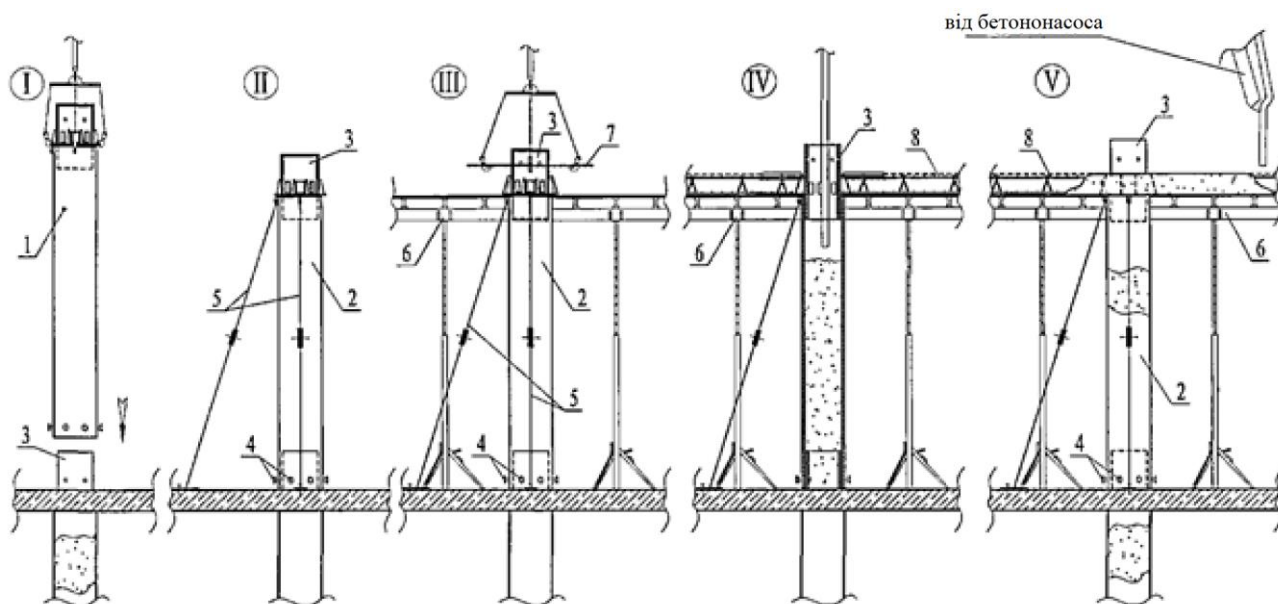


Рис. 6.18 Технологічні схеми зведення несучих конструкцій каркаса будинку з колонами із трубобетона

I - встановлення монтажного елемента в проектне положення; II - вивірка, тимчасове і постійне кріплення сталевій оболонки колони, оснащеною зеднувальною гільзою; III - монтаж додаткового армування з укладанням на опорний «комір» і наступне армування перекриття; IV - укладання бетонної суміші в сталеві оболонки колон; V - бетонування перекриття;

1 - монтажний елемент; 2 - сталева оболонка колони; 3 - з'єднувальна гільза; 4 - фіксуючі болти; 5 - монтажні підкоси; 6 - опалубна система перекриття; 7 - додаткове армування зон з'єднання колон з перекриттями; 8 - арматура перекриття

У процесі зведення конструкцій каркаса будинку, за рахунок несучої здатності сталеві оболонки, бетонне ядро не має потреби у витримці на набір регламентованої несучої здатності. Поєднання даної властивості з одноциклічною технологією бетонування вертикальних і горизонтальних конструкцій, дозволяє здійснювати раннє навантаження трубобетонних колон. Таким чином, при досягненні бетоном горизонтальних конструкцій несучої здатності не менше 1,5 Мпа, при якій, згідно з ДБН, допускається рух людей і встановлення опалубки вищележачих конструкцій, можливо здійснювати монтаж вищележачих оболонок у проектне положення.

Крім несучої здатності, трубобетонні елементи з додатковими механічними засобами (з'єднувальні гільзи), повинен відповідати вимогам технологічності будівельних конструкцій. Для цього необхідно виконати аналітичне дослідження і порівнювати отримані результати технологій зведення будинку з вертикальними несучими елементами із традиційних залізобетонних елементів і за умови їх заміни трубобетонними елементами із з'єднувальними гільзами.

6.5 Результати аналізу порівняння

Згідно із проведеним порівнянням варіантів технологій зведення несучих конструкцій каркаса будинку, застосування трубобетонних елементів із з'єднувальними гільзами, підвищує темпи зведення, знижує трудомісткість і матеріалоемність.

Порівняння графіку виконання робіт по зведенню несучих конструкцій каркаса будинку (рис. 6.19) показує підвищення темпів будівництва на 3 доби при використанні трубобетонних колон. Трудомісткість робіт з влаштування колон і стиків з перекриттям скорочується на 30% при використанні монтажного трубобетонного елемента заводської готовності.

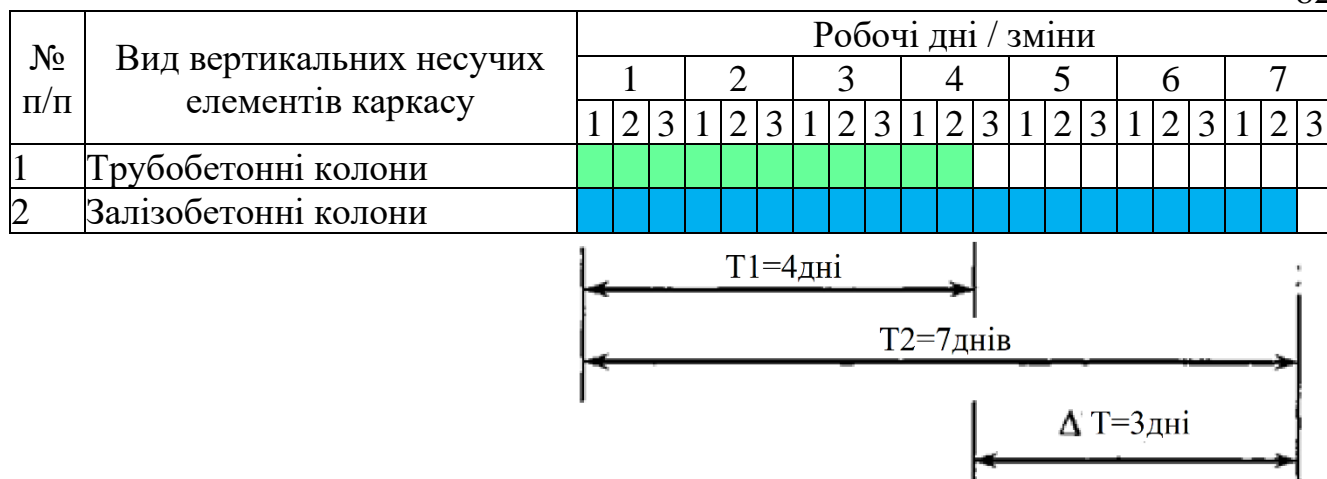


Рис. 6.19 Порівняння графік виконання робіт при зведенні несучих конструкцій типового поверху будинку з використанням трубобетонних колон і традиційних з монолітного залізобетону

Основні результати порівняльного аналізу наведені в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2 Техніко-економічні показники зведення несучих конструкцій типового поверху будинку із залізобетонними і трубобетонними колонами

№ п/п	Показники	Од. вим.	Вертикальні несучі елементи	
			Залізобетонні колони	Трубобетонні колони
1	Площа поверху	м ²	1664,90	
2	Об'єм поверху	м ³	6493,11	
3	Об'єм монолітних робіт	м ³	770,14	731,66
4	Тривалість зведення типового поверху	доба	7	4
5	Об'єм бетону колон	м ³	93,04	54,56
6	Маса металу колон	т	57,25	25,78
7	Площа опалубки колон	м ²	323,3	247,86 (площа зовнішньої поверхні металевих труб)
8	Витрата бетону колон на м ² поверху	м ³ /м ²	0,056	0,033
9	Витрата металу колон на м ² поверху	кг/м ²	34,39	15,48

ВИСНОВКИ

Проаналізована індустріальна технологія зведення каркасів будинків з вертикальними несучими конструкціями із трубобетонних елементів, що забезпечує підвищення інтенсивності зведення будинків на 25-30%. У порівнянні із традиційними залізобетонними колонами знижується витрата матеріалів на вертикальні конструкції: металу в 2,3, бетону в 2,1 рази.

Проведені комплексний аналіз досліджень із зазначенням впливу факторів водоцементного співвідношення на динаміку набору несучої здатності бетону, що перебуває в сталевій оболонці. Встановлено, що при значенні водоцементного співвідношення в межах 0,35...0,32 забезпечується набір проектної несучої здатності до 28 добового твердіння при нормальних умовах. Отримані результати впливають на швидкість зведення будинку і технологію виконання робіт.

Проаналізовані конструктивно-технологічні вирішення вузлів з'єднання трубобетонних колон по висоті і перекриттям. Виявлено, що найбільш технологічним є застосування з'єднувальних гільз, що забезпечують спільну роботу сталевій, оболонки і бетонного ядра, а також знижують загальну трудомісткість робіт з влаштування стиків до 30%.

За допомогою програмного комплексу «Ing+2010» на прикладі адміністративно-торговельного 46 поверхового будинку «Mirax Plaza» проведена оцінка розподілу навантажень на каркасі і наступний добір перерізів трубобетонних елементів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Архитектурные конструкции гражданских зданий/ Дехтяр С.Б., Армановский Л.И. и др. – К.: Будівельник, 1987. – 222 с. 14
2. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування/ Гетун Г.В. Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге перероблене та доповнене. – К.: Кондор-Видавництво. – 2012 р. – 380 с.
3. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Історія архітектури. Тестовий контроль знань» навчальний посібник Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. / – К.: КНУБА, 2012. – 110 с.
4. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Основи проектування. Житлові будинки. Тестовий контроль знань» навчальний посібник/ Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. – К.: КНУБА, 2011. – 128 с.
5. Багатоповерхові каркасно-монолітні житлові будинки/ Гетун Г.В., Криштоп Б.Г. – К.: КОНДОР, 2005. – 220 с.
6. Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Информатика. Інформаційні технології в будівництві. Системи автоматизованого проектування. Підр. для вузів. – К.:Каравела, 2004.–260 с.
7. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учебное пособие. Харьков: НТУ „ХПИ”, 2003. – 889 с.
8. Гусев В.А. и др. Организация строительства жилых и общественных зданий. Справочник проектировщика - К.: Будівельник, 1998.
9. Залізобетонні конструкції: Підручник /А. Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова.- К.: ВШ, 1995. - 591с.:іл.
10. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков та ін. - Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с. 15
11. Клименко В.З. Конструкції з дерева та пластмас / В.З. Кліменко. – К.: Вища школа, 1995
12. Клименко Ф.Е. Металеві конструкції / Ф.Е. Клименко, В.М. Барабаш. – Львів: Світ, 1994.

13. Металеві конструкції: Підручник для студентів вищих навчальних закладів / Нілов О.О., Пермьяков В.О., Шимановський Л.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. – Видання 2-е. - К.: Сталь, 2010. – 869 с.

14. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И.Кудишин, Е.И.Беленя, В.С.Игнатъева и др. / Под ред. Ю.И.Кудишина – М.: Изд. центр “Академия”, 2008. – 688 с.

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

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

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

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

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

20. EN 1997-1:2004. Еврокод 7 – Геотехнические расчеты/ Европейский комитет по стандартизации. - 2004. – 164 с.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

43. Правила визначення вартості будівництва: ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. – [Чинний з 01.01.2014 р.]

44. Правила визначення вартості проектно-вишукувальних робіт та експертизи проектної документації на будівництво: ДСТУ БД.1.1-7:2013. – [Чинний з 01.01.2014 р.].

45. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень: ДСТУ Б А.2.4- 7:2009. – [Чинний з 01.01.2010 р.].

46. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень: ДСТУ Б А.2.4- 7:2009. – [Чинний з 01.01.2010 р.].

47. Прогини і переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – [Чинний з 01.01.2007 р.].

48. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. (ISO 6935-2:1991, NEQ): ДСТУ 3760:2006. – К.: Держспоживстандарт України, 2007, – 19 с.

49. Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи: ДСТУ Б Д.2.4-1/21:2012.

50. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи: ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні з 01.01.2007 р.].

51. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд пожежна безпека: ДБН В.1.2-7-2008. – [Чинні з 01.10.2008 р.].

52. Система нормування та стандартизації у будівництві. Основні положення: ДБН А.1.1-1:2009. – [Чинні з 01.01.2011р.].

53. Склад та зміст проектної документації на будівництво: ДБН А.2.2-3-2014. – [Чинні з 01.10.2014 р.].

54. Цегла і камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-61-97. – К.: Держкоммістобудування України, 1997, – 30 с.

55. Блоки дверні металеві протиударні вхідні в квартири. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-11:2011. – К.: Мінрегіон України, 2012, – 20

56. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6–31:2006. – [Чинні від 2007–04–01] // Мінбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2006. – 65 с.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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