

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ІМ. В. ДАЛЯ

МАЦЕНКО КОСТЯНТИН СЕРГІЙОВИЧ

Допускається до захисту:

в. о. завідувача кафедри будівництва,
архітектури, геодезії та землеустрою
канд. техн. наук, доцент

_____ Олексій ОВЧАРЕНКО

« _____ » _____ 2022 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

БУДІВНИЦТВО ДВОПОВЕРХОВОГО КОТЕДЖУ 14,1 X 10,2 М В М. ЛИМАН ДОНЕЦЬКОЇ ОБЛАСТІ

на здобуття освітнього ступеня магістр
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Керівник

_____ Олексій ОВЧАРЕНКО

Дніпро, 2022

Східноукраїнський національний університет ім. В. Даля

Факультет _____ аграрний _____
Кафедра _____ будівництва, архітектури, геодезії та землеустрою _____
Освітній рівень _____ магістр _____
Спеціальність _____ 192 «Будівництво та цивільна інженерія» _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

В. о. завідувача кафедри

Овчаренко О. А.

« ____ » _____ 2022 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ ЗДОБУВАЧУ ВИЩОЇ ОСВІТИ
МАЦЕНКО КОСТЯНТИН СЕРГІЙОВИЧ

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Будівництво двоповерхового котеджу 14,1 x 10,2 м в м. Лиман
Донецької області»

керівник роботи Овчаренко Олексій Анатолійович, к. т. н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджено наказом СНУ ім. В. Даля від «12» жовтня 2022 року № 28/14.08-ОД

2. Строк подання студентом роботи «15» листопада 2022 року

3. Вихідні дані до роботи: завдання, наукові та нормативні джерела

4. Зміст дипломної роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Розділ 1. Архітектурна частина

Виконати опис будівлі, визначити об'ємно-планувальні параметри проєктованого будинку, здійснити теплотехнічний розрахунок захищаючих конструкцій, вказати характеристику основних конструктивних елементів будівлі та запроєктувати санітарно-технічне та інженерне обладнання.

Розділ 2. Конструктивна частина

Виконати розрахунок латів та прогону покрівлі.

Розділ 3. Основи і фундаменти

Визначити глибину закладання фундаменту, необхідні розміри підшви фундаменту, зробити розрахунок осідання основи фундаменту та загасання осідання в часі, виконати розрахунок фундаменту на міцність.

Розділ 4. Наукова частина

Визначити потребу у тимчасових швидкокомтованих будівлях, зробити типізацію таких будівель, провести аналіз існуючих конструкцій та дослідити практику їх зведення.

5. Перелік графічного матеріалу: Фасади, генеральний план, ТЕП генерального плану, план цокольного поверху, план першого поверху, план другого поверху, план горищного поверху, план покрівлі, експлікація приміщень, розрізи, плани підлог, експлікація підлог, вузол кріплення стропил до стіни.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1. Архітектурна частина	Овчаренко О. А.	12.10.2022	
Розділ 2. Конструктивна частина	Овчаренко О. А.	12.10.2022	
Розділ 3. Основи і фундаменти	Овчаренко О. А.	12.10.2022	
Розділ 4. Наукова частина	Овчаренко О. А.	12.10.2022	

7. Дата видачі завдання 12 жовтня 2022 року

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Розділ 1	21.10.2022 року	
2.	Розділ 2	28.10.2022 року	
3.	Розділ 3	04.11.2022 року	
4.	Розділ 4	11.11.2022 року	
5.	Остаточне оформлення дипломної роботи	14.11.2022 року	
6.	Попередній допуск (захист) роботи на кафедрі	15.11.2022 року	
7.	Направлення дипломної роботи на рецензування	15.11.2022 року	

Здобувач вищої освіти _____

Маценко К. С.

Керівник _____

Овчаренко О. А.

Анотація

Маценко К. С. Будівництво двоповерхового котеджу 14,1 х 10,2 м в м. Лиман Донецької області. Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія», освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія». Дніпро: Східноукраїнський національний університет ім. В. Даля, 2022 рік.

У першому розділі «Архітектурна частина» виконаний опис будівлі, визначені об'ємно-планувальні параметри проєктованої будівлі, здійснений теплотехнічний розрахунок захищаючих конструкцій, вказана характеристика основних конструктивних елементів будівлі та запроектуване санітарно-технічне та інженерне обладнання.

У другому розділі «Конструктивна частина» виконаний розрахунок латів та прогону покрівлі.

У третьому розділі «Основи і фундаменти» визначена глибина закладання фундаменту, необхідні розміри подошви фундаменту, зроблений розрахунок осідання основи фундаменту та загасання осідання в часі, виконаний розрахунок фундаменту на міцність.

У четвертому розділі «Наукова частина» визначені потреби у тимчасових швидкокомонтованих будівлях, зроблена типізація таких будівель, проведений аналіз існуючих конструкцій та досліджена практика їх зведення.

Ключові слова: модульні будівлі, швидкокомонтовані будівлі, швидке зведення будівель, тимчасові будівлі, контейнерні будівлі.

Загальна кількість сторінок 63, кількість рисунків 16, кількість таблиць 13 використаних джерел 50.

ЗМІСТ

Вступ.....	7
Розділ 1. Архітектурна частина	9
1.1. Опис будівлі.....	9
1.2. Об'ємно-планувальні параметри будинку, представленому у проекті.....	9
1.3. Теплотехнічний розрахунок захищаючих конструкцій у котеджі.....	10
1.4. Характеристика основних конструктивних елементів котеджу	12
1.4.1. Фундаменти котеджу	12
1.4.2. Вимощення.....	12
1.4.3. Стіни котеджу	12
1.4.4. Сходи котеджу	13
1.4.5. Переkritтя та покриття котеджу.....	13
1.4.6. Дах і покрівля	14
1.4.7. Підлоги	14
1.4.8. Вікна і двері	16
1.5. Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі	16
Розділ 2. Конструктивна частина.....	18
2.1. Розрахунок латів.....	18
2.2. Розрахунок прогону покрівлі котеджу.....	21
Розділ 3. Основи і фундаменти	24
3.1. Вихідні дані.....	24
3.2. Збір навантажень	25
3.3. Визначення глибини закладання фундаменту будівлі котеджу.....	32
3.3.1 Глибина закладання фундаменту котеджу, виходячи з призначення і конструктивних вимог будівлі.....	32
3.3.2 Врахування кліматичних чинників на глибину заставляння фундаменту котеджу	33
3.3.3. Врахування існуючого і проектного рельєфу, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика.....	33
3.4. Визначення розмірів подошви фундаменту будівля котеджу.....	35
3.5. Розрахунок осідання основи фундаменту будівлі котеджу.....	37

3.6. Розрахунок загасання осідання в часі	39
3.7 Розрахунок фундаменту будівля котеджу по показнику міцності.....	41
3.7.1. Перевірка на дію поперечної сили	41
3.7.2 Розрахунок фундаменту будівлі котеджу на продавлювання.	41
3.7.3. Визначення перетинів арматури плиткової частини фундаменту будівлі котеджу.....	42
3.7.4 Розрахунок фундаменту будівлі котеджу на тріщиноутворення	42
Розділ 4. Наукова частина	44
4.1. Потреба у тимчасових швидкокомтованих будівлях	44
4.2. Типи швидкокомтованих будівель.....	47
4.3. Аналіз існуючих конструкцій модульних будівель.....	48
4.4. Практика волонтерської допомоги мешканцям зруйнованих будинків студентами Східноукраїнського національного університету ім. В. Даля	56
ВИСНОВКИ.....	59
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	60

Вступ

Актуальність теми.

Незважаючи на передові технології, стихійні лиха залишаються неминучою небезпекою для людей. Землетруси, цунамі, повені, окрім людських жертв, несуть втрати житла. Але найбільша катастрофа, яка може статися – це війна. В Україні вона розпочалася у 2014 році, після анексії Росією Криму та окупації частини Луганської та Донецької області. В цей час відбулася перша хвиля внутрішнього переміщення громадян України. За даними Міністерства соціальної політики України кількість внутрішньо-переміщених осіб (ВПО) в цей період склало приблизно 1,5 млн. громадян [36].

24 лютого 2022 року Російська Федерація розпочала повномасштабне вторгнення на територію України. Через це, як повідомила заступник директора департаменту житлової політики та благоустрою, начальник відділу формування та реалізації політики з житлових питань Міністерства розвитку громад та територій Світлана Старцева під час онлайн-конференції «Відбудова України. Житло для тих, хто повернувся» «Станом на 1 червня 3,5 млн українців мають пошкоджене або зруйноване житло. Йдеться про 116 тис. об'єктів загальною площею 14 млн кв.м. З них багатоповерхових будинків - 12,3 тис. (12 млн кв.м), індивідуальних садиб – 104,1 тис. (1,7 млн кв.м). Незначних пошкоджень (до 25%) зазнали 3,8 тис. багатоквартирних та 24,4 тис. індивідуальних будинків. Відновлення шляхом нового будівництва потребують 30 тис. багатоквартирних та 27,3 тис. індивідуальних будинків. Капітального ремонту або реконструкції – 58,5 тис. багатоквартирних та 52,6 тис. індивідуальних будинків» [Загарбники зруйнували або пошкодили]. Отже зараз в Україні актуальним питанням є швидке зведення будинків.

Мета дослідження – аналіз та пропозиції щодо можливостей швидкого зведення будівель в Україні.

Завдання дослідження:

1. Розробка проєкту будівництва двоповерхового котеджу розміром 1117,21×28,0 м, як постійного житла.
2. Визначити потребу в Україні швидкого зведення тимчасового житла.

3. Провести типізацію та виокремити найбільш ефективний тип швидкокомонтованих будівель для українського сьогодення.
4. На основі попередніх досліджень провести аналіз існуючих конструкцій швидкокомонтованих будівель.
5. Дослідити існуючий досвід встановлення тимчасових будівель для постраждалих від збройної агресії Росії.

Об'єкт дослідження – швидке зведення будівель.

Предмет дослідження – конструкції швидкокомонтованих будівель.

Методи дослідження. *Теоретичні методи:* теоретичний аналіз і синтез, абстрагування, конкретизація, індукція та дедукція, аналогія, порівняння, класифікація, узагальнення. *Емпіричні методи:* спостереження.

Наукова новизна отриманих результатів. Виконаний аналіз існуючих конструкцій швидкокомонтованих будівель, визначені тенденції до використання найбільш ефективних з них, виокремлені сильні та слабкі елементи.

Теоретичні значення результатів дослідження. Проведений аналіз існуючих конструкцій, дозволить більш ефективно здійснювати розрахунок систем з швидким зведенням.

Практичне значення отриманих результатів. Результати аналізу дозволять ефективніше допомагати людям, що втратили житло.

Структура та обсяг роботи. Кваліфікаційна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків та літератури, яка містить 23 найменування. Загальний обсяг кваліфікаційної роботи – 63 сторінок, обсяг основного тексту – 51 сторінок. Робота містить 16 рисунків, 13 таблиць та 50 використаних джерел.

Розділ 1. Архітектурна частина

1.1. Опис будівлі

Місцем будівництва двоповерхового котеджу є м. Лиман. Місто за географічним положенням знаходиться у 1 кліматичному районі.

Будинок, представлений у проєкті, розташований на земельній ділянці розміром 1117,21×28,0 м. Рельєф місцевості можна характеризувати як спокійний. В районі будівництва глибина промерзання ґрунту дорівнює 1м. У якості основи фундаментів наявні ґрунти – суглинки.

Крім будинку, представленому у проєкті, на ділянці будівництва знаходяться: побудовані деякий час назад житлові будинки з розташованими поруч побутово-господарчими майданчиками. При плануванні будинків на генеральному плані цілком дотримані санітарні та протипожежні розриви. Щодо пануючих вітрів будинок, представлений у проєкті, розташований таким чином, що переважними вітрами взимку є - східні, влітку – західні. Будинок проєктується таким чином, щоб вітри були спрямовані у бічну сторону. Всі дані для побудови рози вітрів нами взяті відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія [24].

Ділянка для забудови озеленена за допомогою газонів та дерев листяних та хвойних сортів. На території ділянки прокладені ергономічні асфальтові тротуари шириною 1,5м, також дороги для автотransпортних засобів шириною 3,5м. Прокладено всі необхідні інженерні комунікації: водопровід, каналізація, тепломережа, електропостачання. На ділянці також плануються елементи благоустрою.

1.2. Об'ємно-планувальні параметри будинку, представленому у проєкті

Котедж має незвичну складну форму, формується з двох блоків, які з'єднані між собою. Розмір блоку: 23,4х10,96м, висота поверху – 3,15м, кількість поверхів – 2. Загальна висота будинку – 10630 мм.

Клас будинку – 1. Ступінь довговічності - 1. Ступінь вогнестійкості – 1.

Планувальна схема будинку містить як подовжні, так і поперечні несучі стіни. В будівлі розташовуються кілька житлових кімнат, одна кухня, санітарні приміщення, гаражі.

Таблиця 1.1. Техніко-економічні показники котеджу, представленому у проєкті

№ п/п	Найменування показників	Од.вим.	Показник
1	Загальна площа	м ²	950,64
2	Площа забудови	м ²	579,5
3	Житлова площа	м ²	419,6
4	Будівельний об'єм будівлі	м ³	5353,5
5	Об'ємний коефіцієнт K_2	м ³ /м ²	5,64
6	Планувальний коефіцієнт K_1	м ² /м ²	0,46

1.3. Теплотехнічний розрахунок захищаючих конструкцій у котеджі

Для визначення товщини утеплюючого шару для зовнішньої цегляної стіни котеджу враховуємо, що район будівництва знаходиться у м. Лиман, який відноситься до I-ї температурної зони.

Розрахункова температура внутрішнього повітря становить $t_e = 20^\circ\text{C}$, розрахункове значення відносної вологості буде дорівнювати $\phi_e = 55\%$ (згідно табл. В.2 ДБН В.2.6-31:2016 [16] для житлових будівель, до яких відноситься і котедж, який проектується), що відповідає нормальному режиму вологості приміщень. Для даної температурної зони розрахункова температура зовнішнього повітря буде становити $t_z = -22^\circ\text{C}$.

У якості захищаючої вертикальної конструкції прийнята цегляна стіна. Стіна буде побудована таким чином, що ззовні буде знаходитися теплоізолюючий шар. А конструкції загалом будуть оштукатурені на внутрішній та зовнішній поверхнях. Теплоізолюючий шар (шар утеплювача) буде застосовуватися з мінераловатних плит, розташований на основі скляного штапельного волокна зі щільністю $\rho = 70\text{кг/м}^3$.

Коефіцієнти теплопередачі поверхонь будуть складати: внутрішньої поверхні: $\alpha_6 = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$, зовнішньої поверхні: $\alpha_3 = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ [26].

Коефіцієнти теплопровідності матеріалів [26] будуть дорівнювати:

- цегляна кладка, на цементно-піщаному розчині $\lambda_1 = 0,58 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$;
- плити з мінеральної вати на основі скляного штапельного волокна щільністю $\rho = 70 \text{ кг}/\text{м}^3$ - $\lambda_2 = 0,042 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$;
- розчин шпаклівки мінеральної - $\lambda_3 = 0,7 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$,
- вапняно-піщаний розчин - $\lambda_4 = 0,7 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$.

Мінімальний допустимий опір теплопередачі, розрахований для непрозорої захищаючої конструкції $R_{qmin} = 3,3 \text{ м}^2 \text{ К}/\text{Вт}$ [16].

Товщина теплоізоляційного шару визначається як:

$$\delta_2 = \left(R_{qmin} - \frac{1}{\alpha_6} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{1}{\alpha_3} \right) \lambda_2$$

$$\delta_2 = \left(3,3 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,51}{0,58} - \frac{0,02}{0,7} - \frac{0,02}{0,7} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,042 = 0,093 \text{ м}$$

З урахуванням уніфікації розмірів всіх матеріалів приймаємо товщину утеплювача у 100мм.

Приведений опір теплопередачі захисної конструкції

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_3}$$

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,51}{0,58} + \frac{0,1}{0,042} + \frac{0,02}{0,7} + \frac{0,02}{0,7} + \frac{1}{23} = 3,47 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$$

Проведено розрахунок конструкції на вірогідність утворення конденсату.

Температура на внутрішній поверхні захищаючої конструкції буде дорівнювати:

$$\tau_6 = t_6 - \frac{t_6 - t_3}{R_{\Sigma np} \cdot \alpha_6} = 22 - \frac{20 - 22}{3,47 \cdot 8,7} = 20,3^\circ \text{C}$$

Температура точки роси буде дорівнювати:

$$\tau_{m.p.} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 e_6)^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot 1348)^2 = 11,3^\circ \text{C}$$

$$\text{де: } e_6 = 0,01 \cdot \phi_6 \cdot E_6 = 0,01 \cdot 50 \cdot 2696 = 1348 \text{ Па}$$

$$E_6 = 477 + 133,3(1 + 0,14 t_6)^2 = 477 + 133,3(1 + 0,14 \cdot 22)^2 = 2696 \text{ Па}$$

$20,3^{\circ}\text{C} \geq 11,3^{\circ}\text{C}$ - умова виконується. Виконання умови означає, що конденсат утворюватися не буде, отже, товщина і матеріал утеплювача підібрані вірно.

1.4. Характеристика основних конструктивних елементів котеджу

1.4.1. Фундаменти котеджу

Фундаменти котеджу запроектовані за стрічковою конструктивною схемою та будується з фундаментних подушок по серії 1.112-5 і фундаментних блоків [48].

Залізобетонні подушки будуть укладатися по шарові піску товщиною 100 мм, причому пісок слугує вирівнювальним шаром для основи. По залізобетонних подушках укладаються бетонні блоки стін підвалу. Використовується цементно-піщаний розчин товщиною 20мм, з неодмінною перев'язкою швів. Позначка підосви фундаментів визначається в розділі «Основи та фундаменти». Глибина закладення фундаментів є змінним параметром, тому що визначається вона як різниця між оцінкою низу фундаментів та планувальною відміткою землі, яка має перепади. Враховуючі, що котедж не містить підпілля, необхідна лише горизонтальна гідроізоляція.

1.4.2. Вимощення

Для захисту основи від дії води від котеджу по його периметру на 1м влаштовується асфальтове вимощення. Для цього в ґрунті формується корито, яке заповнюється щебнем. Для надання гідроізоляційних властивостей щебінь заливається бітумом товщиною 100-150мм. Зверху корито з щебнем покривається асфальтовою сумішшю товщиною 30мм. Також необхідно сформувати ухил вимощення від будинку 3%.

1.4.3. Стіни котеджу

Стіни зводять із силікатної пустотілої (ефективної) цегли. З зовнішнього боку стіни закріплюються скловатні та мінераловатні матеріали ISOVER, ROCKWOOL.

Товщина зовнішніх цегляних стін буде складати 510 мм.

Кладку стін ведуть на цементно-піщаному розчині з обов'язковою перев'язкою швів. Внутрішні стіни виконуються із силікатної ефективної цегли – 380 мм.

Утеплювач кріпиться за допомогою анкерів - стрижнів діаметром 6мм. Анкери мають загнуті кінчики з нержавіючої сталі. На анкери для притискання плити до стіни насаджують шайби. Анкерування проводиться через кожні 8 рядів кладки. Також анкери влаштовуються на рівні верху плит перекриття через кожні 650 мм (по горизонталі). Ззовні планується виконати оздоблення декоративною акриловою штукатуркою «Руно» Feidal Silikonharz Kratzputz та фарбуванням.

У зовнішніх і внутрішніх стінах улаштовуються віконні і дверні прорізи, що перекриваються залізобетонними брусковими перемичками серії 1.038.1-1. При визначенні марки перемички враховується величина обпирання на стіни та характер її роботи. Посилені перемички спираються на стіни із кожного боку по шарові цементно-піщаного розчину 20мм товщиною на глибину не менш 200 мм. Не посилені перемички спираються із кожного боку на глибину не менш 100мм.

Перегородки запроектовані також з силікатної пустотної цегли з товщиною 120мм.

1.4.4. Сходи котеджу

Сходи складаються з окремо встановлюваних залізобетонних косоурів, залізобетонних плит площадок, ступенів та огорожень з поручнями. Для поєднання косоурів з майданчиковими балками в балках передбачені гнізда, у які заводяться кінці косоурів. Міцне поєднання між елементами сходів досягається шляхом зварювання закладних деталей.

Ступені укладають по косоурах, використовуючі цементний розчин. На майданчикові балки спираються залізобетонні збірні майданчикові плити.

1.4.5. Перекриття та покриття котеджу

Міжповерхове перекриття та покриття виконується зі збірних залізобетонних багатопустотних плит.

Плити перекриття спираються на несучі поздовжні стіни по шарові цементно-піщаного розчину товщиною 20мм на глибину не менш 120 мм. Для

забезпечення просторової твердості плити анкеруються між собою, а також із кладкою (арматура 10A240C). Анкери приварюють до піднімальних плит через одну плиту. Плити надходять на будівельний майданчик з торцями забитими бетонними вкладишами на заводі тільки з однієї сторони. Порожнечі плит, що укладаються на зовнішні стіни, зашпаровують легким бетоном на будівельному майданчику щоб уникнути утворення «містків холоду» і зміцнення пустотної плити на опорі. Для забезпечення звукоізоляції шви між плитами заповнюються бетоном класу C12/15 чи розчином M100.

1.4.6. Дах і покрівля

Дах є одним з основних елементів будь-якої споруди, тому що окрім зовнішнього вигляду, він також захищає будівлю та приміщення від впливу зовнішніх факторів. Важливим аспектом будівництва є захист котеджу від дощу та снігу, вітру, а також забезпечити відповідну звукоізоляцію, зберегти комфортну температуру всередині. Дах котеджу пропонується скатний. Покрівля передбачена із металочерепиці. Основними конструкціями є дерев'яні ферми. Металочерепиця - облицювальний матеріал, що виготовляється з тонколистової оцинкованої сталі. Виготовляється таке дахове покриття у вигляді профільованих листів з металу з певним декоративним зовнішнім виглядом, що імітує будову натуральної черепиці.

У котеджі передбачений організований зовнішній водовідвід за лотковою схемою.

1.4.7. Підлоги

В котеджі запроектована підлога, виходячи з функціональних характеристик приміщення. У вітальнях паркетна або ламінатна підлога, а у ванних кімнатах та на сходових клітках – декоративна керамічна підлога. Перш за все, необхідно розуміти, що високоміцна сучасна підлога – це певна система матеріалів та технологій. Підлога складається з наступних складових: 1. Бетонний фундамент. 2. Підмостки (при необхідності проводять герметизацію; просочення арматури, ремонт стяжки). 3. Вирівнюючий шар. 5. Фінішний шар.

5. Шви, які можуть запобігти руйнуванню системи підлоги під впливом різних побутових навантажень.

У котеджі запроектовано облицювання з використанням керамічної плитки Imola (Італія) 300×300 мм. Плитка укладається на матеріали CERESIT. Підлоги з керамічної плитки улаштовуються на шар цементно-піщаного розчину на муфтах з цементно-піщаного розчину або на залізобетонних плитах з нахлестом. Підлога з керамічної плитки довговічна, гігієнічна і має гарний зовнішній вигляд.

Роботи по влаштуванню підлогового покриття повинні відповідати таким вимогам:

- смуга між покриттям окантовки та елементом підлоги не більше ніж 2 мм;
- шви між панелями, якщо їх розмір більше 200 мм мають ширину 3 мм;
- шви між панелями заповнюються шляхом обережного віджимання матеріалу від шару, причому решту відкритих швів негайно виповнюють матеріалом;
- розчин, що спрацював зі швами, видаляють у напрямку горизонтально до поверхні покриття;
- після укладання підлогового покриття має пройти 2-3 дні.

При улаштуванні підлоги не дозволяється мати тріщини, вибоїни та незакриті шви в підлозі. Стики між плінтусами та підлоговим покриттям чи стінами (перегородками) не повинні бути пустими.

Допуски:

- розмір бруска між сусідніми елементами плиткового покриття: цементно-піщаним і мозаїчним - не більше 1 мм, бетоном - не перевищує 2 мм;
- шви між рядами синтетичних матеріалів на 10 м довжини ряду не більше 1 мм;
- Площа підлоги від рівня при перевірці 2-метровою рейкою менше 4 мм,

- Поверхня стяжки від контрольного рівня при замірі 2-метровою рейкою - не більше 4 мм;
- Товщина шару розчину з піску та цементу має становити 10-15 мм;
- Товщина елементів підлоги від конструкції перевищує 10% від указаної товщини;
- Шар укладається одночасно на один або кілька рядів панелей у вигляді смуги;
- ширина повинна бути на 20-30 мм, а довжина - 1 м ширше рядів панелей.

1.4.8. Вікна і двері

У проекті запроектоване заповнення віконних прорізів з дерев'яних конструкцій на підставі ГОСТ 11214-86.

Вікна, балконні та тамбурні двері виконані з склопакету який виконаний з металопластику. Розміри монтажних одиниць: В2 (1600×1300 мм); В1 (1800×1500 мм); Д2 (2100×1600 мм); В3 (1500×1300 мм); ДБ-1 (2100×900 мм). Вхідні двері до будинку та в підвал виконані з броньованого металу, з рівнем вогнестійкості 0,7 год. Розміри монтажних одиниць дверей складають: Д8 (2100×900 мм), Д1 (2100×1600 мм). Вхідні двері до кожної з квартир котеджу встановлюють броньовані протипожевні, з рівнем вогнестійкості 0,7 год. Розміри монтажних одиниць: ДЗ (2100×800 мм). Вхідні та кухонні двері плануються із деревини.

1.5. Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі

До початку оздоблювальних робіт котедж облаштовується необхідними інженерними мережами:

- 1) Водопостачання виконується з міської мережі з напором 10 м, постачання гарячої води від котла;
- 2) Каналізація – економного типу зі скиданням стічних вод в міську мережу;
- 3) Опалювальні прилади - сталеві радіатори ПНРМО типу ВКО (з нижнім підключенням) з вбудованими термостатичними клапанами. Труби опалення для

квартир виготовляються з полівінілхлоридових труб РЕН та мають дифузійний захист системи КАН-трен. Кожна з кімнат котеджу опалюється та забезпечується гарячою водою через настінний індивідуальний двухконтурний газовий котел ADONIS B-24, який розміщується на кухні. Котел має циркуляційний нешумний насос для системи опалення, облаштований проточним теплообмінником гарячої води, розширювальним мембранним баком та запобіжним клапаном. Система опалення запроектована дворядною трубою у вигляді горизонтальної петлі. Межі параметрів теплоносія - 65-80°C.

4) Вентиляція – з механічним приводом, приточно-витяжна.

6) Живлення струмом відбувається від існуючої електромережі напругою 380/220.

7) Пристрої зв'язку – під'єднання до мережі провідного інтернету з подальшим встановленням пристроїв Wi-Fi.

Розділ 2. Конструктивна частина

2.1. Розрахунок латів

Покрівля виконується з металочерепиці Монтеррей RAL9005. Ухил покрівлі буде складати $\alpha = 32^\circ$. Проліт латів (відстань між скатними брусками) $\ell = 1,0\text{м}$. Відстань між осями брусків латів, беручі до уваги довжину листів металочерепиці 1,2м, буде складати $a = 0,36\text{м}$.

Лати приймаємо з брусків сосни перерізом $b \times h = 0,05 \times 0,06\text{м}$ (сорт деревини – ІІІ).

Розрахуємо граничне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, що приймається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T . $T = 100$ років для житлових (котеджних) та суспільних будівель; відповідно $\gamma_{fm} = 1,14$;

$C = \mu C_e C_{alt}$ - коефіцієнт, де μ - показник переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, для даного виду покрівлі $\mu = 1$; C_e - коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі, за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі $C_e = 1$; C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, при $H < 0,5\text{км}$ $C_{alt} = 1$.

$$C = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

S_0 - характеристичне значення снігового навантаження, яке визначається по вазі снігового покриву на 1м^2 поверхні ґрунту, яке може бути перевищене в середньому один раз в 50років, для м. Лиман $S_0 = 1390\text{Па}$

$$S_m = 1,14 \cdot 1390 \cdot 1 = 1946\text{Па} = 1,95\text{кПа}$$

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де γ_{fe} - коефіцієнт надійності по експлуатаційному значенню снігового навантаження, що приймається залежно від частки часу η , впродовж якої можуть

порушуватися умови другого граничного стану. Значення η для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$, відповідно $\gamma_{fe} = 0,49$.

$$S_e = 0,49 \cdot 1390 \cdot 1 = 681,1 \text{Па} = 0,68 \text{кПа}$$

Таблиця 2.1 – Постійне навантаження від власної ваги листів металочерепиці та латів

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню γ_{fm}	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Листи металочерепиці	0,130	1,1	0,143
Власна вага латів $0,05 \cdot 0,06 \cdot 5 \cdot \frac{1}{0,36}$	0,057	1,1	0,063
Вага покрівлі	0,187		0,206

Повне експлуатаційне значення навантаження на лати:

$$q_n = (S_e + g_n)a = (0,68 + 0,187)0,36 = 0,312 \text{кН/м}$$

Повне граничне значення навантаження на лати:

$$q = (S_m + g)a = (1,95 + 0,206)0,36 = 0,78 \text{кН/м}$$

Розрахункові згинальні моменти, визначаємо послідовно для двох поєднань навантаження:

- розрахунок для першого поєднання

$$M_I = 0,125q \cdot \ell^2 = 0,125 \cdot 0,78 \cdot 1,0^2 = 0,08 \text{кНм}$$

- розрахунок для другого поєднання

$$M_{II} = 0,0703(g + S_e)a \cdot \ell^2 + 0,207P \cdot \ell \quad M_{II} = 0,0703(0,21 + 0,68)0,36 \cdot 1^2 + 0,207 \cdot 1 \cdot 1^2 = 0,27 \text{кНм}$$

Розрахунковим є друге поєднання навантажень, тому що:

$$M_I = 0,08 \text{кНм} < M_{II} = 0,27 \text{кНм}$$

Зосереджене навантаження P буде передаватися в даному випадку лише одному бруску, тому що $a = 0,36 \text{м} > 0,15 \text{м}$.

Складові згинального розрахункового моменту, який діє на лати відносно осей X та Y :

$$M_X = M_{II} \cdot \cos \alpha = 0,27 \cdot \cos 32^\circ = 0,25 \text{кНм}$$

$$M_Y = M_{II} \cdot \sin \alpha = 0,27 \cdot \sin 32^\circ = 0,10 \text{кНм}$$

Розрахунок моментів опору бруска:

$$W_X = \frac{bh^2}{6} = \frac{0,05 \cdot 0,06^2}{6} = 3 \cdot 10^{-5} \text{м}^3$$

$$W_Y = \frac{hb^2}{6} = \frac{0,06 \cdot 0,05^2}{6} = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{м}^3$$

Далі перевіряємо умову міцності для бруска латів:

$$\sigma = \frac{M_X}{W_X} + \frac{M_Y}{W_Y} \leq R_u$$

$$\sigma = \frac{0,25}{3 \cdot 10^{-5}} + \frac{0,10}{2,5 \cdot 10^{-5}} = 12,33 \text{МПа} < 13,0 \text{МПа}$$

Робимо висновок, що міцність латів забезпечена.

Розрахунок моментів інерції бруска щодо осей X та Y :

$$I_X = \frac{bh^3}{12} = \frac{5 \cdot 6^3}{12} = 90 \text{см}^4$$

$$I_Y = \frac{hb^3}{12} = \frac{0,06 \cdot 0,05^3}{12} = 62,5 \text{см}^4$$

Визначаємо прогинання латів від дії повного розрахункового експлуатаційного значення навантажень:

$$f = \sqrt{f_X^2 + f_Y^2}$$

Складові прогинання латів визначаємо так:

$$f_X = \frac{2,13 \cdot q_n \cdot \ell^4 \cdot \cos \alpha}{384 \cdot E \cdot I_X} = \frac{2,13 \cdot 0,312 \cdot 10^{-3} \cdot 1^4 \cos 32^\circ}{384 \cdot 10^4 \cdot 90 \cdot 10^{-8}} = 0,00016 \text{м}$$

$$f_Y = \frac{2,13 \cdot q_n \cdot \ell^4 \cdot \sin \alpha}{384 \cdot E \cdot I_Y} = \frac{2,13 \cdot 0,312 \cdot 10^{-3} \cdot 1^4 \sin 32^\circ}{384 \cdot 10^4 \cdot 62,5 \cdot 10^{-8}} = 0,00015 \text{м}$$

Загальний прогин дорівнює

$$f = \sqrt{0,00016^2 + 0,00015^2} = 0,00022 \text{ м}$$

Проводимо перевірку умови жорсткості:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{0,00022}{1,0} < \left[\frac{f}{\ell} \right] = \frac{1}{150} = 0,0067$$

Таким чином, прийнятий переріз повністю задовольняє умовам міцності та жорсткості.

2.2. Розрахунок прогону покрівлі котеджу

Розрізні прогони доцільно застосовувати для кроку розстановки несучих конструкцій до 4м. Прогони працюватимуть в умовах косого вигину.

Проліт прогону – це відстань між скатними брусами, в нашій конструкції $\ell = 5,48\text{м}$.

Таблиця 2.2 - Постійне навантаження на прогін

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню γ_{fm}	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Власна вага прогону 0,15×0,2×5	0,150	1,1	0,165
Вага покрівлі	0,187	1,1	0,206
Разом	0,337		0,371

Розрахуємо повне експлуатаційне значення навантаження на прогін:

$$q_n = (S_e + g_n)a = (0,68 + 0,337)1,2 = 1,22\text{кН/м}$$

Повне граничне значення навантаження на прогін буде складати:

$$q = (S_m + g)a = (1,95 + 0,371)1,2 = 2,78\text{кН/м}$$

Розрахунковий згинальний момент в прогоні:

$$M = \frac{q \cdot \ell^2}{8} = \frac{2,25 \cdot 5,48^2}{8} = 8,44 \text{ кНм}$$

де $\ell = 5,48\text{м}$ – це проліт прогону.

Враховуючи малу жорсткість покрівельних латів в площині скатів кривлі, прогін будемо розраховувати на косий вигин. Складові моменту, що вигинає:

- у площині скату

$$M_y = M \cdot \sin \alpha = 8,44 \cdot \sin 32^\circ = 4,47\text{кНм}$$

- у площині, яка є перпендикулярною скату

$$M_x = M \cdot \cos \alpha = 8,44 \cdot \cos 32^\circ = 7,15\text{кНм}$$

Для прямокутній формі при косому вигині виходить найменше значення площі поперечного перерізу:

- з умови міцності

$$\eta = \frac{h}{b} = \frac{M_x}{M_y} = \text{ctg} \beta = \frac{7,15}{4,47} = 1,60$$

- з умови прогинання

$$\eta = \sqrt{\text{ctg} \beta} = \sqrt{1,60} = 1,26$$

Приймаємо відношення сторін поперечного перерізу для прогону:

$$\eta = 1,26$$

Необхідний момент опору становить:

$$W_{mp} = \frac{M_x + \eta M_y}{R_u} = \frac{9,39 + 1,26 \cdot 3,79}{15 \cdot 10^6} \cdot 10^3 = 0,001\text{м}^3$$

де R_u розрахунковий опір деревини (сосна II сорту) висотою та шириною понад 13см, $R_u = 15\text{ МПа}$.

Розрахуємо необхідну висоту перерізу:

$$h_{mp} = \sqrt[3]{6\eta W_{mp}} = \sqrt[3]{6 \cdot 1,26 \cdot 0,001} = 0,20\text{ м}$$

Необхідна ширина перерізу становить:

$$b_{mp} = \frac{h_{mp}}{\eta} = \frac{0,20}{1,26} = 0,149$$

Приймаємо брус перерізом $b \cdot h = 0,15 \cdot 0,2\text{м}$.

Розрахуємо осьові моменти інерції та моменти опору перерізу:

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 20^3}{12} = 1 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12} = \frac{20 \cdot 15^3}{12} = 0,56 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{0,5h} = \frac{1 \cdot 10^{-4}}{0,5 \cdot 0,2} = 0,001 \text{ м}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{0,5b} = \frac{0,56 \cdot 10^{-4}}{0,5 \cdot 0,15} = 0,00075 \text{ м}^3$$

Далі перевіряємо напруження при умові міцності на косий згин:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_u$$

$$\sigma = \frac{7,15}{0,001} + \frac{4,47}{0,00075} = 14443 \text{ кПа} = 14,4 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.$$

Отже, робимо висновок, що міцність прогону забезпечена.

Наступним кроком визначаємо складові прогинання:

$$f_x = \frac{5 \cdot q_n \cdot \ell^4 \cdot \sin \alpha}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1,22 \cdot 6^4 \cdot 0,09272 \cdot 10^{-3}}{384 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 0,0122 \text{ м}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_n \cdot \ell^4 \cdot \cos \alpha}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 1,22 \cdot 6^4 \cdot 0,3746 \cdot 10^{-3}}{384 \cdot 10^4 \cdot 0,56 \cdot 10^{-4}} = 0,0073 \text{ м}$$

Повне прогинання прогону становить:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

$$f = \sqrt{0,0122^2 + 0,0073^2} = 0,026 \text{ м}$$

Перевіряємо умову жорсткості, користуючись формулою:

$$f = 0,026 \text{ м} < \frac{1}{200} \ell = \frac{6}{200} = 0,03 \text{ м}$$

Таким чином, прийнятий переріз повністю задовольняє умовам міцності та жорсткості.

Розділ 3. Основи і фундаменти

3.1. Вихідні дані

Фундамент проектується для житлового будинку. Конструктивна схема будівлі - безкаркасна з подовжніми та поперечними несучими стінами. Фундамент, що проектується, - стрічкового типу.

Внутрішні стіни з силікатної цеглини завтовшки $b = 380\text{мм}$. Відстань між стінами в осях $l_1 = 4,2\text{м}$, у світлі $l_{01} = 4,2 - 0,38 = 3,82\text{м}$, $l_2 = 3,6\text{м}$, у світлі $l_{02} = 3,6\text{м}$. Покриття та перекриття виконані із збірних багатопустотних залізобетонних плит. Покрівля скатна з покриттям з металочерепиці Монтеррей RAL9005. Відносна відмітка верху цегляної кладки стіни 11,6м, відносна відмітка землі -1,20. Район будівництва - місто Лиман.

Ґрунтові умови будівельного майданчика представлені фізико-механічними характеристиками зразків, а також геологічним розрізом.

Коефіцієнт фільтрації суглинку тугопластичного $k_\phi = 7 \cdot 10^{-7}\text{см/с}$.

Геологічний розріз приведений в графічній частині проекту.

Таблиця 3.1- Фізичні характеристики ґрунтів

Номер		глибина відбору ґрунту, м	Фізичні характеристики ґрунтів				
скважина	зразок ґрунту		щільність, г/см ³		вологість, %		
			ґрунту ρ	часток ґрунту ρ_s	Природна вологість ω	на межі	
						Показник текучості ω_L	Показник розкочування ω_p
1	1	3,0	1,93	2,70	23,0	30,0	18,0
1	2	7,0	2,00	2,66	24,0	-	-
2	4	14,6	2,00	2,74	26,5	44,0	24,0
2	3	11,0	1,99	2,71	26,0	30,0	20,0

Таблиця 3.2 - Розрахункові характеристики ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунту	I_p	e	ρ_d г/см ³	E_0 МПа	I_L	C_n кПа	n	S_r	φ_n град	R_0 кПа
1	Суглинок тугопластичний	12	0,72	1,52	15,5	0,42	24,5	0,42	-	21,3	216,43

2	Пісок з середньою щільністю та крупністю	0	0,65	1,61	30,0	0	10,0	0,39	0,98	35,0	400
3	Глини напівтверді	20	0,73	1,58	21,9	0,12	58,2	0,42	-	19,3	353,13
4	Суглинок м'якопластичний	10	0,72	1,58	15	0,6	21,5	0,42	-	18,3	203,47

3.2. Збір навантажень

Для розрахунків по деформаціях і по міцності визначимо навантаження на стрічковий фундамент по осі 2 проектованої будівлі під внутрішню поперечну стіну, як найбільш навантажену. Спочатку навантаження визначаємо у рівень спланованої відмітки землі. Всі навантаження визначаємо на один погонний метр довжини стрічкових фундаментів. Будівля має жорстку конструктивну схему, і її фундамент розраховується як центрально навантажений.

Навантаження від власної ваги погонного метра стіни вираховується таким чином:

$$N^{(I)} = l_1 \cdot H \cdot v_1 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_f,$$

де H – висота стіни, м; v_1 – товщина стіни, м;

γ_1 – питома вага матеріалу кладки, кН/м^3 ;

l_1 – довжина розрахункової ділянки стіни, м;

γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню [15].

Для розрахунку по несучій здатності $\gamma_f > 1$ (друга група граничних станів):

$$N_I^{(1)} = 1 \cdot (11,6 + 1,20) 0,38 \cdot 18 \cdot 1,1 = 96,31 \text{ кН}$$

Для розрахунку по деформаціях $\gamma_f = 1$ (друга група граничних станів):

$$N_{II}^{(1)} = 1 \cdot (11,6 + 1,20) 0,38 \cdot 18 \cdot 1 = 87,55 \text{ кН}$$

Для розрахунку навантажень, що діють на фундамент (по довжині будівлі $-l_I=1\text{м}$, по ширині - половина відстані в світлі між стінами в 2-х кроках, тобто $2 \cdot l_0/2$):

$$A = l_1 \cdot \frac{l_{01} + l_{02}}{2},$$

де l_0 – відстань в світлі між стінами, м.

$$A = 1 \cdot \frac{3,82+3,6}{2} = 3,71 \text{ м}^2.$$

Підрахунок навантажень q_1 , кН/м^2 , від ваги покрівлі зводимо в табл. 3.3.

Для визначення решти навантажень виділяємо вантажну площу A покриття, в межах якої навантаження передаються на стіну, що розраховується.

Таблиця 3.3 Показники постійного навантаження на прогін

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню γ_{fm}	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Вага покрівлі і скатних брусків	0,187	1,1	0,206
Власна вага лежня 0,1×0,1×5	0,050	1,1	0,055
Власна вага розкосів 0,075×0,13×2×5/1,2	0,080	1,1	0,088
Власна вага стійка 0,1×0,1×5/3	0,017	1,1	0,019
Власна вага прогону 0,15×0,2×5	0,150	1,1	0,165
Власна вага затяжки 0,05×0,13×2×5/1,2	0,054	1,1	0,06
Разом	0,538		0,593

Навантаження q_1 , кН/м^2 від ваги покрівлі для розрахунків по I і II групам граничних станів вираховується наступним чином: $q_1^n = 0,538 \text{ кН/м}^2$, $q_1^p = 0,593 \text{ кН/м}^2$

Навантаження від ваги покрівлі становить:

$$N^{(2)} = A \cdot q_1$$

$$N_{II}^{(2)} = 3,71 \cdot 0,538 = 2,0 \text{ кН}$$

$$N_I^{(2)} = 3,71 \cdot 0,593 = 2,20 \text{ кН}$$

Підрахунок навантажень від ваги 1 м² горищного перекриття q_2 , кН/м² зводимо до таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Навантаження від ваги 1 м² горищного перекриття

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню γ_{fm}	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Цементно-піщане стягування	$0,020 \times 18 = 0,36$	1,3	0,468
Утеплювач	$0,080 \times 0,5 = 0,04$	1,2	0,048
Пароізоляція	$0,005 \times 8 = 0,04$	1,3	0,052
Залізобетонна плита	$0,220 \times 25 \times 0,5 = 2,75$	1,1	3,025
Разом	3,190		3,590

Навантаження від ваги 1 м² горищного перекриття q_2 , кН/м² для розрахунків по I і II групам граничних станів складає: $q_2^n = 3,190 \text{ кН/м}^2$, $q_2^p = 3,590 \text{ кН/м}^2$

Навантаження від ваги горищного перекриття визначається по формулі:

$$N^{(3)} = A \cdot q_2,$$

$$N_{II}^{(3)} = 3,71 \cdot 3,190 = 11,83 \text{ кН}$$

$$N_I^{(3)} = 3,71 \cdot 3,590 = 13,32 \text{ кН}$$

Підрахунок навантажень від ваги 1 м² міжповерхового перекриття q_3 , кН/м² приводимо у табличний вигляд (таблиця 3.5).

Таблиця 3.5 Навантаження від ваги 1 м² міжповерхового перекриття

Вид навантаження	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності щодо граничного навантаження γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження, кПа
------------------	--	--	--

Цементно-піщане стягування	0,540	1,3	0,702
Вага плити	2,750	1,1	3,025
Промазування полівінілхлорідними мастиками	0,024	1,3	0,031
Керамічна плитка	0,270	1,3	0,351
Разом	3,580		4,110

Навантаження від ваги 1 м² міжповерхового перекриття q_3 , кН/м² для розрахунків по I і II групам граничних станів складає: $q_3^п = 3,580$ кН/м², $q_3^p = 4,110$ кН/м²

Навантаження від ваги міжповерхового перекриття визначається по формулі:

$$N^{(4)} = A \cdot q_3 \cdot n,$$

де n – число перекриття.

$$N_{II}^{(4)} = 3,71 \cdot 3,580 \cdot 2 = 26,56 \text{ кН}$$

$$N_I^{(4)} = 3,71 \cdot 4,110 \cdot 2 = 30,50 \text{ кН}$$

Експлуатаційне постійне навантаження від власної ваги перегородок:

$$g_{\text{перегор}}^n = \gamma \cdot \delta = 18 \cdot 0,12 = 2,16 \text{ кН/м}^2$$

$$N_{II}^{(5)} = g_{\text{перегор}}^n \cdot A_{зр} \cdot n \quad N_{II}^{(5)} = 2,16 \cdot 3,71 \cdot 2 = 16,03 \text{ кН}$$

$$N_I^{(5)} = 16,03 \cdot 1,1 = 17,63 \text{ кН}$$

Сумарне вертикальне постійне навантаження від ваги надземних конструкцій на фундамент:

$$N_{II} = N_{II}^{(1)} + N_{II}^{(2)} + N_{II}^{(3)} + N_{II}^{(4)} + N_{II}^{(5)} = 87,55 + 2,0 + 11,83 + 26,56 + 16,03 = 143,97 \text{ кН}$$

$$N_I = N_I^{(1)} + N_I^{(2)} + N_I^{(3)} + N_I^{(4)} + N_I^{(5)} = 96,31 + 2,20 + 13,32 + 30,50 + 17,63 = 159,96 \text{ кН}$$

Визначаємо змінні (тимчасові) навантаження.

Рівномірно розподілене навантаження на міжповерхове перекриття та горище для розрахунків по деформаціях приймається з квазіпостійним значенням та рахується як тривале навантаження. Для розрахунків по несучій здатності воно приймається з характеристичним значенням та належить до короткочасних навантажень. За таблицею 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» [15] для горищного перекриття приймаємо: для розрахунків по другій групі граничних станів квазіпостійне значення тривалого тимчасового навантаження - $q_{4,II} = 0$ кПа, для міжповерхових перекриттів приймаємо: для розрахунків по другій групі граничних станів квазіпостійне значення тимчасового тривалого навантаження - $q_{5,II} = 0,35$ кПа, для розрахунків по першій групі граничних станів - характеристичне значення короткочасного навантаження на горище перекриття $q_{4,I} = 0,7$ кПа; для розрахунків по першій групі граничних станів - характеристичне значення короткочасного навантаження на міжповерхове перекриття $q_{5,I} = 1,5$ кПа.

В даному випадку рівномірно розподілене навантаження на горище перекриття розраховуємо по формулі:

$$N^{(6)} = A \cdot (q_4 + q_5 \cdot n) \cdot \gamma_f,$$

$$N_{II}^{(6)} = 3,71 \cdot (0 + 0,35 \cdot 2) \cdot 1,0 = 2,60 \text{ кН}$$

$$N_I^{(6)} = 3,71 \cdot (0,7 + 1,5 \cdot 2) \cdot 1,3 = 17,85 \text{ кН}$$

для $q_5 < 2$ кПа $\rightarrow \gamma_f = 1,3$ [15].

Навантаження від снігового покриву на покриття (змінне снігове навантаження) вираховуємо так:

$$N^{(7)} = A \cdot S,$$

де S – рівномірно розподілене навантаження від снігового покриву на покриття.

Для перевірки граничних станів першої групи (розрахунків по міцності) користуємось граничними розрахунковими значення навантажень $S = S_m$. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, визначуваний залежно від заданого середнього періоду повторюваності T по табл. 8.1 [15].

Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T вважати рівним встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} . Цей показник для житлових (котедж) та суспільних будівель $T = T_{ef} = 100$ років, тоді $\gamma_{fm} = 1,14$.

S_0 - характеристичне значення снігового навантаження на 1м^2 горизонтальній поверхні землі. Для м. Лиман $S_0 = 1,39\text{кПа} = 1390\text{ Па}$;

C - коефіцієнт, визначуваний по формулі:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt},$$

де μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, для даного виду покрівлі він становить $\mu = 1$; C_e - коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі, за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі $C_e = 1$; C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, при $H < 0,5\text{км}$ $C_{alt} = 1$.

$$C = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$S_m = 1,14 \cdot 1390 \cdot 1 = 1585\text{Па} = 1,59\text{кПа}$$

$$N_I^{(8)} = 3,71 \cdot 1,59 = 5,71\text{кН}$$

Для вирахування по деформаціях (для перевірки граничних станів другої групи) використовується розрахункове експлуатаційне значення снігового навантаження $S = S_e$, яке знайдемо наступним чином:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де γ_{fe} - коефіцієнт надійності по експлуатаційному значенню снігового навантаження, який приймається залежно від частки часу η , впродовж якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Значення η для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$, відповідно $\gamma_{fe} = 0,49$.

$$S_e = 0,49 \cdot 1390 \cdot 1 = 681,1\text{Па} = 0,68\text{кПа}$$

$$N_{II}^{(8)} = 3,71 \cdot 0,68 = 2,45\text{кН}$$

Для визначення найнесприятливішого поєднання навантажень дані помістимо в таблицю 3.6, де розглянемо два поєднання. По-перше, постійні навантаження з одним змінним навантаженням (максимальною з двох по величині), яке рахуємо без коефіцієнта зниження. По-друге, постійні навантаження з двома змінними навантаженнями. Змінні навантаження приймаються з:

- коефіцієнтом поєднань ψ_i для тривалих навантажень $\psi_1 = 0,95$;
- коефіцієнтом поєднань ψ_i для короткочасних навантажень $\psi_2 = 0,90$.

Таблиця 3.6 – Поєднання навантажень

Показник зусилля, кН	Показник від постійного навантаження	Показник від змінних навантажень			Параметр поєднання навантажень	
		на перекриття		Снігова (короткочасне)	I	II
		Тривале навантаження	Короткочасне навантаження		($\psi_i = 1$)	($\psi_i < 1$)
N_{II}	143,97	2,6		2,45	146,42	148,65
N_I	159,96		17,85	5,71	177,81	181,16

Для першого поєднання зусилля були отримані таким чином:

$$N_{II} = 143,97 + 2,45 = 146,42 \text{ кН}$$

$$N_I = 159,96 + 17,85 = 177,81 \text{ кН}$$

Для другого поєднання зусилля були отримані таким чином:

$$N_{II} = 143,97 + 2,6 \cdot 0,95 + 2,45 \cdot 0,9 = 148,65 \text{ кН}$$

$$N_I = 159,96 + (17,85 + 5,71) \cdot 0,9 = 181,16 \text{ кН}$$

З двох поєднань вибираємо те, яке є найбільшим по величині:

- для розрахунків по першій групі граничних станів $N_I = 181,16 \text{ кН}$
- для розрахунків по другій групі граничних станів $N_{II} = 148,65 \text{ кН}$.

За ступенем відповідальності котедж відноситься до другого класу, отже, коефіцієнт надійності по відповідальності складе $\gamma_n = 0,95$. Враховуючи це, коефіцієнт для розрахунку по деформаціях буде:

$$N_{II} = 148,65 \cdot 0,95 = 141,22 \text{ кН},$$

для розрахунку по міцності

$$N_l = 181,16 \cdot 0,95 = 172,10 \text{ кН.}$$

Фундамент є центральним стислим. Рівнодіюче вертикальне навантаження N прикладається по геометричній осі стіни на 1 поверсі в рівні планувальної відмітки землі.

3.3. Визначення глибини закладання фундаменту будівлі котеджу

3.3.1 Глибина закладання фундаменту котеджу, виходячи з призначення і конструктивних вимог будівлі

Виходячи з конструктивних вимог будівлі котеджу, для глибини закладання фундаменту мінімальна величина вважається не менше 0,5м від планувальної відмітки, тому глибина закладання повинна дорівнювати $d \geq 0,5\text{м}$ від планувального рівня, чи $d \geq 1,2 + 0,5 = 1,7\text{м}$ від рівня чистої підлоги першого поверху.

Стрічковий збірний фундамент складається з двох елементів: фундаментної стіни та плиткової частини. Для будівництва стіни використовуються фундаментні бетонні блоки (використовують ДСТУ Б В.2.6-108:2010 [48] заввишки 0,6м, включаючи шов цементного розчину). Товщина фундаментних стін приймається як рівна або менша від товщині надземних стін, проте не менше 0,3м. Параметр ширини фундаментних блоків для внутрішніх фундаментів беремо 0,4м.

Плити стрічкових залізобетонних фундаментів приймають заввишки 0,3м, враховуючі ДСТУ Б В.2.6-109:2010 [49].

Конструювання фундаменту проведемо згідно аналізу всіх факторів, які впливають на глибину заставляння фундаменту та потім вирахуємо остаточне встановлення мінімально допустимої глибини закладання.

3.3.2 Врахування кліматичних чинників на глибину заставлення фундаменту котеджу

Визначимо нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту для Лиманського району по формулі:

$$d_m = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{16,8} = 0,94\text{м.}$$

Розрахункова глибина промерзання визначається по формулі:

$$d_f = k_h \cdot d_m = 0,5 \cdot 0,94 = 0,47 \approx 0,5 \text{ м,}$$

де $k_h = 0,5$ - коефіцієнт впливу теплового режиму для будівлі без підвалу з підлогами, що влаштовуються на ґрунті.

3.3.3. Врахування існуючого і проектного рельєфу, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика.

Згідно з планом будівельного майданчика в горизонталях (рис.3.1), з урахуванням зрізу верхнього шару чорнозему середньопланувальна відмітка буде дорівнювати:

$$H_{\text{ср}} = [24,40 + 23,73 + 23,79 + 23,00] / 4 = 23,73\text{м}$$

При цьому абсолютна відмітка підлоги 1-го поверху буде дорівнювати:

$$H_{0.000} = 25,53\text{м}$$

Величина максимальної підсипки ґрунту при плануванні фундаменту котеджу складе:

$$24,30 - 23,00 = 1,30\text{м,}$$

а величина максимального зрізання дорівнюватиме:

$$24,40 - 24,33 = 0,07\text{м.}$$

Зобразимо (рис. 3.1) геологічні колонки ґрунту, для візуалізації яких товщину шарів будемо визначати згідно даним свердловини №2 (свердловина №2 розташовується ближче до відмітки 24,40) та свердловини №1 (вона розташовується ближче до відмітки 23,00).

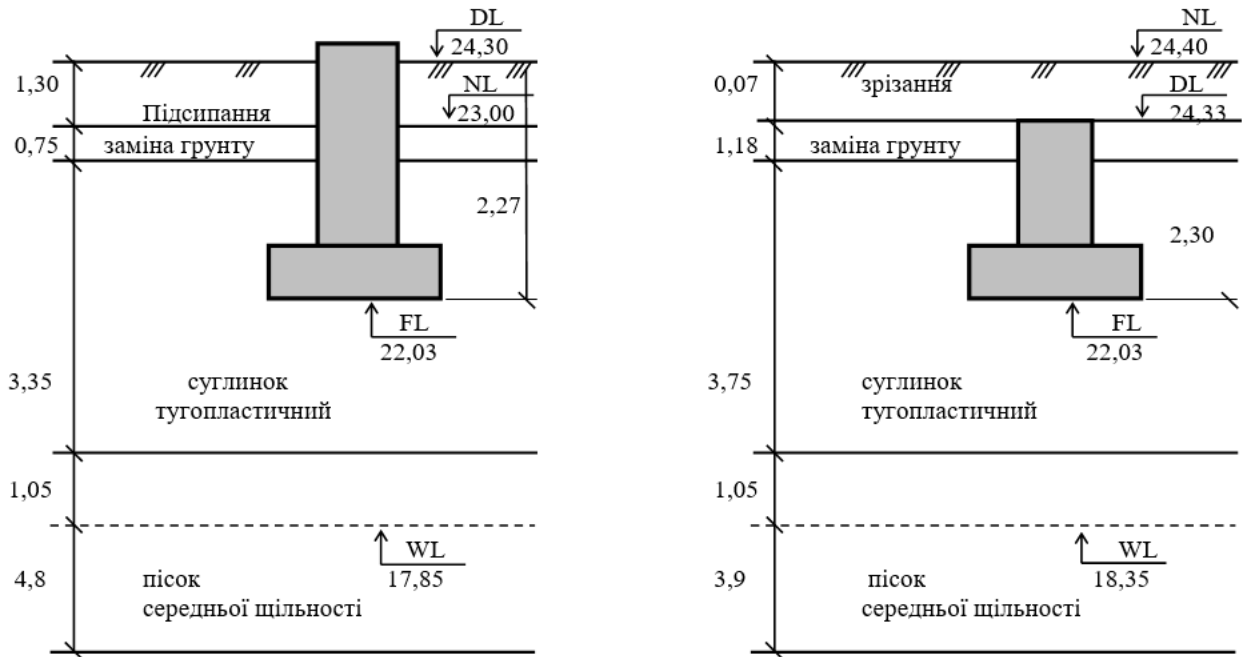


Рис. 3.1 Планування підсипкою та зрізанням ґрунтів:

NL - відмітка природного рельєфу; DL - планувальна відмітка; WL - відмітка рівня ґрунтових вод.

Несучим шаром ґрунту є шар суглинок тугопластичного виду. Фундамент котеджу необхідно заглиблювати в несучий шар на показник, який становить не менше 10 см. Тому глибина закладання фундаменту будівля котеджу повинна скласти не менше:

$$d \geq 1,30 + 0,75 + 0,1 = 2,15 \text{ м.}$$

Розрахуємо цей показник відповідно рівня чистої підлоги першого поверху:

$$d' \geq 1,23 + 1,3 + 0,75 + 0,1 = 3,38 \text{ м.}$$

Відстань від відмітки планування фундаменту котеджу до рівня ґрунтових вод дорівнює:

$$24,33 - 18,35 = 5,98 \text{ м.}$$

Це дозволить вести роботи по будівництву фундаментів без водопониження.

Аналізуючи всі отримані нами фактори впливу на фундамент, приймаємо глибину закладання для зовнішніх та внутрішніх стін максимальною з мінімально можливих. Таким чином, глибина закладання від відмітки чистої підлоги першого поверху складе $d' > 3,38 \text{ м.}$

Цегляну кладку приймаємо до відмітки - 0,200. Один ряд стінних фундаментних ФБСН блоків згідно ДСТУ Б В.2.6-108:2010 [48] висотою 0,3м (разом з швами цементного розчину) та фундаментну плиту 1.112-5серії, висотою 0,3м. Далі 5 рядів стінних фундаментних ФБС блоків згідно ДСТУ Б В.2.6-108:2010 [48], висотою 0,6м (разом з швами цементного розчину). Отже, відмітка підосви фундаменту складе 3,500.

Абсолютна відмітка підосви фундаменту будівля котеджу: $FL = 25,53 - 3,5 = 22,03\text{м}$.

Фундаментні плити укладають на ретельно вирівняну основу на підготовку з піска товщиною 100мм.

Мінімальна відстань від підосви фундаменту котеджу до рівня ґрунтових вод буде дорівнювати:

$$22,03 - 18,35 = 3,68\text{м} > 1,5\text{м},$$

отже, водопониження не потрібне.

Мінімальне заглиблення в несучий шар ґрунту дорівнить:

$$2,27 - 1,3 - 0,75 = 0,22\text{м} > 0,1\text{м}.$$

Всі цегляні та бетонні поверхні, які контактують з ґрунтом, для захисту від руйнації необхідно двократно обробити гарячою бітумною мастикою по холодній ґрунтовці.

3.4. Визначення розмірів підосви фундаменту будівля котеджу

Розрахунковий опір ґрунту основи визначаємо наступним чином:

$$R = ((\gamma_{C1} \times \gamma_{C2}) / k)(M_{\gamma} \times k_z \times b \times \gamma_{II} + M_q \times d_l \times \gamma'_{II} + M_c \times C_{II}).$$

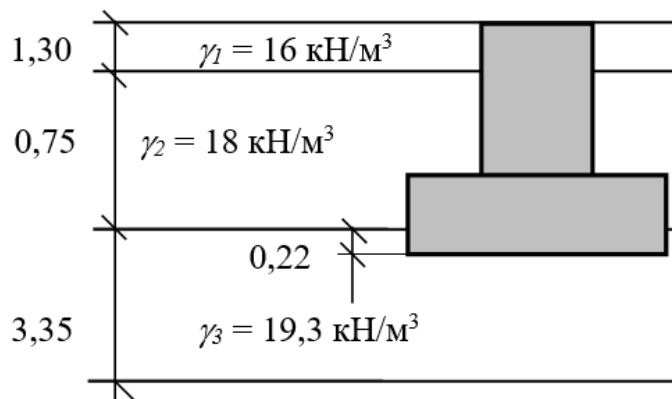


Рис. 3.2. Схема підосви фундаменту.

$$\gamma'_{II} = (16 \times 1,30 + 18 \times 0,75 + 19,3 \times 0,22) / 2,27 = 16,98 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{II} = \rho \times g = 1,93 \times 10 = 19,3 \text{ кН/м}^3$$

Для того, щоб визначити розмір підосви фундаменту котеджу, застосуємо метод послідовних наближень.

Як початкове значення у циклі I розрахункового опору R суглинку використовують $R_0 = 216,43 \text{ кПа}$ (табл. 3.2) для визначення показника попереднього значення ширини підосви фундаменту:

$$b_1 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot h_f};$$

де γ_{mt} – середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах, γ_{mt} приймається в інженерних розрахунках 20 кН/м^3 ;

$h_f = 2,27 \text{ м}$ – висота фундаменту котеджу.

$$b_1 = A = \frac{141,22}{216,43 - 20 \cdot 2,27} = 0,83 \text{ м}$$

Для визначення R_1 використовуємо значення $b_1 = 0,83 \text{ м}$. Враховуючі, що $Z = b_1 / 2 = 0,83 / 2 = 0,415 \text{ м} < 3,35 - 0,22 = 3,13 \text{ м}$, а під підосвою фундаменту котеджу розташовано суглинок тугопластичний, для якого $\gamma_{II} = 19,3 \text{ кН/м}^3$, то, враховуючі дані таблиці 3.2 $c_{II} = c_n = 24,5 \text{ кПа}$; $\phi_{II} = \phi_n = 21,3^\circ$.

Якщо $\phi_{II} = 21,3^\circ$, то $M_\gamma = 0,58$, $M_q = 3,34$, $M_c = 5,94$ (при цьому використовується лінійна інтерполяція). Тоді

$$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} \cdot [0,58 \cdot 1 \cdot 0,83 \cdot 19,3 + 3,34 \cdot 2,27 \cdot 16,98 + 5,94 \cdot 24,5] \\ = 309,34 \text{ кПа}$$

У циклі II початковим значенням R вважається $R_1 = 309,34 \text{ кПа}$, тому:

$$b_2 = A = \frac{141,22}{309,34 - 20 \cdot 2,27} = 0,54 \text{ м}$$

Зважаючи на відношення $(1 - b_2 / b_1) = (1 - 0,54 / 0,83) = 0,35 > 0,1$, ширина підосви фундаменту котеджу потребує уточнення.

По-перше, визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R_2 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} \cdot [0,58 \cdot 1 \cdot 0,54 \cdot 19,3 + 3,34 \cdot 2,27 \cdot 16,98 + 5,94 \cdot 24,5] \\ = 305,8 \text{ кПа}$$

У циклі III початковим значенням R вважається $R_1 = 305,8 \text{ кПа}$, тоді:

$$b_3 = A = \frac{141,22}{305,8 - 20 \cdot 2,27} = 0,54 \text{ м}$$

Приймаємо найближче більше значення ширини фундаменту котеджу $b=0,60 \text{ м}$.

В такому випадку розрахунковий опір ґрунту:

$$R_3 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} \cdot [0,58 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,3 + 3,34 \cdot 2,17 \cdot 16,98 + 5,94 \cdot 24,5] \\ = 306,53 \text{ кПа}$$

Використаємо фундаментну плиту ФЛ6.24-4 марки типову 1.112-5 серії [49].

По-друге, визначимо вагу плит фундаменту: 1м плити ФЛ 6.24-4 марки [49]:

$$G_f = 10,4/2,38 = 4,37 \text{ кН}$$

Вага 1м фундаментних блоків:

$$G_{\text{блок}} = 5 \cdot 13,0/2,38 = 27,31 \text{ кН}$$

Вага ґрунту на фундаментних обрізах:

$$G_{\text{гр}} = (0,6 - 0,4) \cdot (2,27 - 0,3) \cdot 16,98 = 6,69 \text{ кН}$$

Фактичний середній тиск під фундаментною плитою:

$$P_{\text{ср}} = (N_{\text{II}} + G_f + G_{\text{блок}} + G_{\text{гр}}) / (b \cdot l) = \\ = (141,22 + 4,37 + 27,31 + 6,69) / (0,6 \cdot 1,0) = 299,32 \text{ кПа}$$

Згідно норм будівництва, умовою застосування розрахунку по деформації є вимога $P_{\text{ср}} = 299,32 \text{ кПа} < R = 306,53 \text{ кПа}$. При проєктуванні будинку котеджу умова виконується, отже, показник ширини підосви фундаменту прийнята вірно.

$$\frac{R-p}{R} 100\% = \frac{306,53-299,32}{306,53} 100\% = 2,35\% < 10\% .$$

По конструктивних міркуваннях зменшення ширини фундаментної підосви недоцільне.

3.5. Розрахунок осідання основи фундаменту будівлі котеджу.

Спочатку зробимо розрахунок осідання, використовуючи метод пошарового підсумовування.

На рівні планувальної відмітки визначення природного тиску становить:

$$\sigma_{zg} = 0 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви першого шару (враховуючі зрізання)

$$\sigma_{zg,1} = 18 \cdot 1,18 = 21,24 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви фундаменту

$$\sigma_{zg,o} = 21,24 + 19,3 \cdot 1,12 = 42,86 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви 2 шару

$$\sigma_{zg,2} = 42,86 + 19,3 \cdot (3,75 - 1,12) = 93,62 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви 3 шару

$$\sigma_{zg,3} = 114,62 + [(26,6 - 10)/(1 + 0,65)] \cdot 3,9 = 153,86 \text{ кПа.}$$

На крівлі водотривкого пласта

$$\sigma_{zg4,w} = 10(3,9 + 3,85) + 192,14 = 269,64 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви 4 шару

$$\sigma_{zg,4} = 153,86 + [(27,1 - 10)/(1 + 0,72)] \cdot 3,85 = 192,14 \text{ кПа.}$$

На рівні ґрунтових вод

$$\sigma_{zg,w} = 93,62 + 20 \cdot 1,05 = 114,62 \text{ кПа.}$$

На рівні підосви 5 шару

$$\sigma_{zg,5} = 269,64 + 20 \cdot 1,2 = 293,64 \text{ кПа.}$$

Розрахуємо додаткову вертикальну напруги від зовнішнього навантаження. Вона на глибині z по вертикальній центральній осі фундаменту визначається по формулі:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0.$$

Додаткова напруга на рівні підосви фундаменту котеджу, що проєктується:

$$P_0 = P - \sigma_{zg,o} = 299,32 - 42,86 = 256,46 \text{ кПа,}$$

де α – коефіцієнт, що враховує зменшення додаткової напруги по глибині. Залежить від співвідношення сторін підосви фундаменту $\eta = \ell/b$ та приведеної глибини $\xi = 2z/b$.

Для побудови епюри додаткової напруги товща ґрунту поділяється на елементарні шари:

$$h_i = \xi b = 0,4 \cdot 0,6 = 0,24 \text{ м.}$$

Для зручності розрахунки приведемо в табличний вигляд (табл. 3.7).

Таблиця 3.7 Розрахунки осідання фундаменту будівлі котеджу методом пошарового підсумовування

Номер шару	Глибина від підшови фундаменту	ξ	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0$	σ_{zg}	$0,2\sigma_{zg}$	$\bar{\sigma}_{zp}$, кПа	h_i , м	E_i , кПа	S_i , м
2	0	0	1,000	256,46	42,86	8,57	-	-	15500	-
	0,24	0,80	0,881	225,94			241,20	0,120		0,00149
	0,48	1,60	0,642	164,65			195,30	0,240		0,00242
	0,72	2,40	0,477	122,33			143,49	0,240		0,00178
	0,96	3,20	0,374	95,92			109,13	0,240		0,00135
	1,20	4,00	0,306	78,48			87,20	0,240		0,00108
	1,44	4,80	0,258	66,17			72,33	0,240		0,00090
	1,68	5,60	0,223	57,19			61,68	0,240		0,00076
	1,92	6,40	0,196	50,27			53,73	0,240		0,00067
	2,16	7,20	0,175	44,88			47,58	0,240		0,00059
	2,40	8,00	0,158	40,52			42,70	0,240		0,00053
	2,63	8,77	0,144	36,93	93,62	18,72	38,73	0,235		0,00047
							36,80	0,120		0,00016
3	2,64	8,80	0,143	36,67			35,26	0,125	30000	0,00012
	2,88	9,60	0,132	33,85			32,57	0,240		0,00021
	3,12	10,40	0,122	31,29			30,14	0,240		0,00019
	3,36	11,20	0,113	28,98			28,39	0,240		0,00018
	3,60	12,00	0,106	27,18						
	3,68				114,62	22,92				
										$\Sigma=0,0129$

Сумарне осідання ґрунту становить показник, менший величини гранична допустимого осідання для даного типу будівлі.

$$S = 0,8 \sum \frac{\bar{\sigma}_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} = 0,0129 \text{ м} = 1,29 \text{ см} \approx 1,3 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}.$$

3.6. Розрахунок загасання осідання в часі

В даному випадку товща пілувато-глинистого ґрунту менше товщини, що стискається, фільтрація відбувається вгору. Розрахункова товщина становить $H=2,63 \text{ м}$. Значення параметра N_v рахується по формулі:

$$N_{\sigma} = N_{\sigma} + (N_a - N_{\sigma})J,$$

де J - інтерполяційний коефіцієнт.

$$J = 1 - \frac{\lg \frac{\pi \cdot \frac{(1+\nu)}{2} \cdot 2(\pi-2)\nu+4}{2(\pi-2)}}{\lg \frac{\pi}{\pi}},$$

$$\nu = \frac{\sigma_{zp,1}}{\sigma_{zp,2}} = \frac{256,46}{27,18} = 9,44$$

$$J = 1 - \frac{\lg \frac{\pi}{2} \cdot \frac{(1+9,44)}{2(\pi-2)9,44+4}}{\lg \frac{2(\pi-2)}{\pi}} = 1,63$$

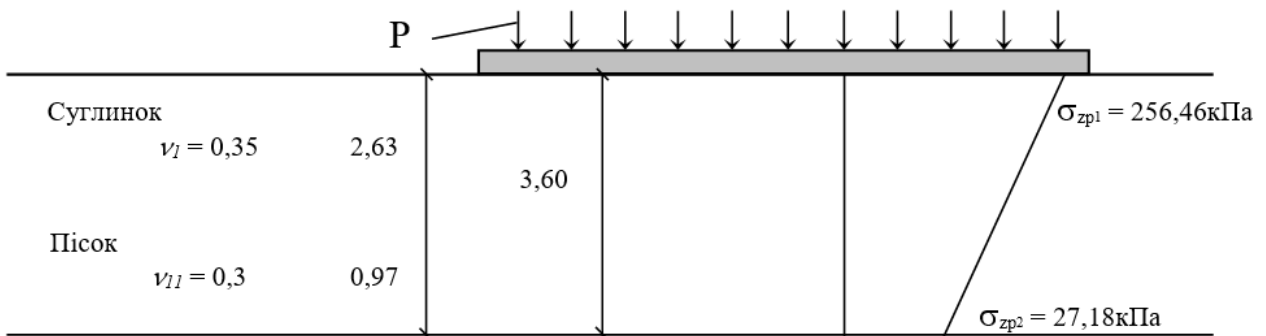


Рис. 3.3. Розподіл напружень

Модуль деформації $E_d = 15500$ кПа. Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,35$.

Коефіцієнт фільтрації:

$$K_p = 7 \cdot 10^{-7} \text{ см/сек} = 7 \cdot 10^{-7} \cdot 3,17 \cdot 10^7 = 22,19 \text{ см/год} = 0,22 \text{ м/год}.$$

Обчислюємо коефіцієнт β :

$$\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu) = 1 - 2 \cdot 0,35^2 / (1 - 0,35) = 0,623.$$

Коефіцієнт консолідації визначимо за формулою:

$$C_v = K_p \cdot E_d / \gamma_w \cdot \beta = 0,22 \cdot 155000 / 10 \cdot 0,623 = 547 \text{ м}^2/\text{год} = 5473515 \text{ см}^2/\text{год}.$$

Розрахуємо параметр T :

$$T = 4h^2 / \pi^2 \cdot C_v = 4 \cdot 2,63^2 \cdot 10^4 / 3,14^2 \cdot 5473515 = 0,006 \text{ год} = 2,01 \text{ доби}.$$

Таблиця 3.8. Розрахунок часу затухання осідання фундаменту будівлі котеджу.

Q_t	N_a	N_{σ}	N_B	$t = N_B \cdot T$, діб	$S_t = S \cdot Q$, см
0,10	0,02	0,005	0,03	0,06	0,13
0,20	0,08	0,02	0,12	0,24	0,26

0,30	0,17	0,06	0,24	0,48	0,39
0,40	0,31	0,13	0,42	0,84	0,52
0,50	0,49	0,24	0,65	1,31	0,65
0,60	0,71	0,42	0,89	1,79	0,78
0,70	1,00	0,69	1,20	2,41	0,91
0,80	1,40	1,08	1,60	3,22	1,04
0,90	2,09	1,77	2,29	4,60	1,17

3.7 Розрахунок фундаменту будівля котеджу по показнику міцності

3.7.1. Перевірка на дію поперечної сили

Визначаємо розрахункові навантаження:

- від ваги фундаменту: $G_{fr}=1,1 \cdot G_f = 1,1 \cdot 4,37 = 4,81$ кН
- від ваги ґрунту: $G_{гр}=1,15 \cdot G_{гр} = 1,15 \cdot 6,69 = 7,69$ кН
- від ваги фундаментних блоків: $G_{блок} = 27,31 \cdot 1,1 = 30,04$ кН

Тиск під подошвою фундаменту котеджу від дії розрахункових навантажень:

$$P_{cpr} = (N_I + G_{fr} + G_{гр}) / (b \cdot \ell) = (172,1 + 4,81 + 30,04 + 7,69) / (0,6 \cdot 1) = 357,73 \text{ кПа}$$

Поперечна сила в перетині фундаменту котеджу у гранях стіни:

$$Q = P_{cpr} \cdot \ell \frac{b-b_{ct}}{2} = 357,73 \cdot 1 \frac{0,6-0,4}{2} = 35,77 \text{ кН}$$

Для бетону С15/20 класу цей показник становить $R_{bt} = 0,75$ МПа.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq \phi_{b3} R_{bt} b h_0$$

$$Q = 35,77 \text{ кН} \leq 0,6 \cdot 0,75 \cdot 0,6 \cdot 0,265 \cdot 1000 = 71,55 \text{ кН}$$

Умова цілком дотримується, отже, міцність на дію поперечної сили є забезпеченою.

3.7.2 Розрахунок фундаменту будівлі котеджу на продавлювання.

Визначаємо розрахункову силу, яка продавлює, згідно формулі:

$$F = P_{cpr} \cdot A = 357,73(-0,165) = -59,03 \text{ кН}$$

$$A = 0,5b(l - l_k - 2h_0) = 0,5 \cdot 1(0,6 - 0,4 - 2 \cdot 0,265) = -0,165 \text{ м}^2$$

$$F = -59,03 \text{ кН} < 0 \text{ кН}.$$

Отже, міцність фундаменту на продавлювання достатня.

3.7.3. Визначення перерізів арматури плиткової частини фундаменту будівлі котеджу.

Розрахуємо міцність нормального перерізу фундаменту, за допомогою обчислення згинального моменту, що виникає в перерізі плити у гранях стіни:

$$M = 0,125 \cdot P_{\text{ср}} \cdot (b-t)^2 \cdot b_1 = 0,125 \cdot 0,358(0,6 - 0,4)^2 \cdot 1,0 = 0,0018 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Площа перерізу робочої арматури складе:

$$A_s = M / (0,9 \cdot h_0 \cdot R_s) \cdot 10000 = 0,0018 \cdot 10000 / (0,9 \cdot 0,265 \cdot 363,6) = 0,206 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо клас А400С 5 Ø 10 з $A_s = 3,93 \text{ см}^2$, кроком 200мм.

Далі перевіряємо відсоток армування:

$$\mu = A_s / (b \cdot h_0) \cdot 100\% = 0,000393 / (0,60 \cdot 0,265) \cdot 100\% = 0,25\% > \mu_{\text{min}} = 0,05\%$$

На 1 м ширини плити площа перерізу розподільної арматури дорівнює:

$$A_{s1} = 0,20 \cdot A_s = 0,20 \cdot 3,93 = 0,786 \text{ см}^2.$$

Тоді по конструктивних міркуваннях остаточно приймаємо 3 Ø6 класу А240С з $A_s = 0,85 \text{ см}^2$, крок 250мм.

3.7.4 Розрахунок фундаменту будівлі котеджу на тріщиноутворення

Розрахунок моменту, що вигинає, у гранях стін від нормативних навантажень:

$$M_1 = 0,125 \cdot P_{\text{ср}} \cdot (b-t)^2 \cdot b_1 = 0,125 \cdot 0,3 \cdot (0,6 - 0,4)^2 \cdot 1,0 = 0,0015 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Пружньопластичний момент опору становить:

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5\mu \cdot \alpha] b_1 \cdot h = 0,292 \cdot 1 \cdot 0,3 = 0,0876 \text{ м}^3$$

Розрахунковий опір бетону на розтягнення для другої групи граничних станів становить $R_{btн} = 1,15 \text{ МПа}$.

Знайдемо момент тріщиноутворення:

$$M_{\text{crc}} = R_{bt\text{сер}} \cdot W_{pl} = 1,15 \cdot 0,0876 = 0,101 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Потім перевіряємо умову виникнення тріщини:

$$M_1 = 0,0015 \text{ МН} \cdot \text{м} < M_{\text{crc}} = 0,101 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Умова виконується, отже, тріщини в тілі фундаменту виникати не будуть.

Розділ 4. Наукова частина

4.1. Потреба у тимчасових швидкокомонтованих будівлях

Незважаючи на передові технології, стихійні лиха залишаються неминучою небезпекою для людей. Землетруси, цунамі, повені, окрім людських жертв, несуть втрати житла. Але найбільша катастрофа, яка може статися – це війна. В Україні вона розпочалася у 2014 році, після анексії Росією Криму та окупації частини Луганської та Донецької області. В цей час відбулася перша хвиля внутрішнього переміщення громадян України. За даними Міністерства соціальної політики України кількість внутрішньо-переміщених осіб (ВПО) в цей період склало приблизно 1,5 млн. громадян [36]. З метою допомоги у розв’язанні житлових проблем ВПО, у жовтні 2014 року Урядом України прийнято постанову № 505 «Про надання щомісячної адресної допомоги внутрішньо переміщеним особам для покриття витрат на проживання, в тому числі на оплату житлово-комунальних послуг» [37].

Порядок надання щомісячної адресної допомоги внутрішньо переміщеним особам для покриття витрат на проживання, в тому числі на оплату житлово-комунальних послуг передбачав виплати для осіб, які отримують пенсію та дітей в розмірі 1000 грн на одну особу. Для працездатних осіб передбачені виплати в розмірі 442 грн на одну особу. Загальна сума виплат не повинна була перевищувати 3000 грн на сім’ю. При цьому оренда 1-кімнатної квартири у 2019 році, за даними Держстата складала в середньому 3701 грн – від 2056 грн в Луганській області до 7538 грн у Києві [19]. При цьому ця цифра постійно зростала з року в рік. Таким чином, адресна допомога не могла покрити оренду повноцінної квартири.

Одним з шляхів вирішення житлової проблеми ВПО стало зведення тимчасових містечок. Так у 2015 році за підтримки Німецького товариства міжнародного співробітництва (GIZ) було зведено транзитне містечко для ВПО у м. Запоріжжя [9]. Згідно з проектом на ділянці площею 1,12 га встановлено 218 модулів, з яких було зібрано 10 окремих домиків, 4 гуртожитка та 2 адміністративних приміщення. Містечко розраховано на 544 осіб (рис. 4.1). Вартість проживання в ньому склала 319 грн в місяць на одну особу.



Рис. 4.1. Транзитне містечко у м. Запоріжжя.

У Харкові на майданчику площею 1,07 га також розташовано містечко, яке складається з 10 окремих будинків (100 житлових модулів), 3 гуртожитків (84 модулі), пральні (2 модулі) та адміністративно-господарського блоку (3 модулі) [11] (рис. 4.2).





Рис. 4.3. Модульне містечко у м. Харків.

Протягом листопада-грудня 2014 року в Харківській, Дніпропетровській, Запорізькій областях тривало спорудження 7 транзитних містечок, наданих Україні як гуманітарна допомога урядом Німеччини. Усього надійшло 1368 модулів. Змонтовано 67 десятимодульних блоків, 20 – 27-модульних, 4 – 28-модульних і 14 – адміністративно-господарських. Ці будинки розраховані на 3488 осіб [11].

24 лютого 2022 року Російська Федерація розпочала повномасштабне вторгнення на територію України. Через це, як повідомила заступник директора департаменту житлової політики та благоустрою, начальник відділу формування та реалізації політики з житлових питань Міністерства розвитку громад та територій Світлана Старцева під час онлайн-конференції «Відбудова України. Житло для тих, хто повернувся» «Станом на 1 червня 3,5 млн українців мають пошкоджене або зруйноване житло. Йдеться про 116 тис. об'єктів загальною площею 14 млн кв.м. З них багатоповерхових будинків - 12,3 тис. (12 млн кв.м), індивідуальних садиб – 104,1 тис. (1,7 млн кв.м). Незначних пошкоджень (до 25%) зазнали 3,8 тис. багатоквартирних та 24,4 тис. індивідуальних будинків. Відновлення шляхом нового будівництва потребують 30 тис. багатоквартирних та 27,3 тис. індивідуальних будинків. Капітального ремонту або реконструкції – 58,5 тис. багатоквартирних та 52,6 тис. індивідуальних будинків» [27]. При цьому ці цифри стосуються лише житла, але ж за даними Міністерства соціальної політики, після провадження воєнного стану вимушено перемістилися понад 2 млн. осіб, які також потребують житла [36].

Враховуючи різке збільшення попиту на оренду квартир, яке потягнуло за собою збільшення орендної плати, більшість з ВПО не можуть дозволити собі оренду квартири. Обсяг вільних житлових площ у гуртожитках дуже обмежений та не може задовольнити потреб, які існують. 29 квітня 2022 року Кабінет Міністрів України прийняв постанову № 495 «Деякі заходи з формування фондів житла, призначеного для тимчасового проживання внутрішньо переміщених осіб», крім інших заходів в ній визначений порядок будівництва житла з метою передачі його для тимчасового проживання ВПО [43]. Оскільки такі будівлі потрібні вже зараз, а не через місяці проєктування та зведення, вони повинні бути швидкокомтовані. Крім того, Україною вже звільнені значні території на які можна повертатися, але це неможливо через зруйноване житло. Отже зараз в Україні актуальним питанням є швидке зведення тимчасових будинків.

4.2. Типи швидкокомтованих будівель

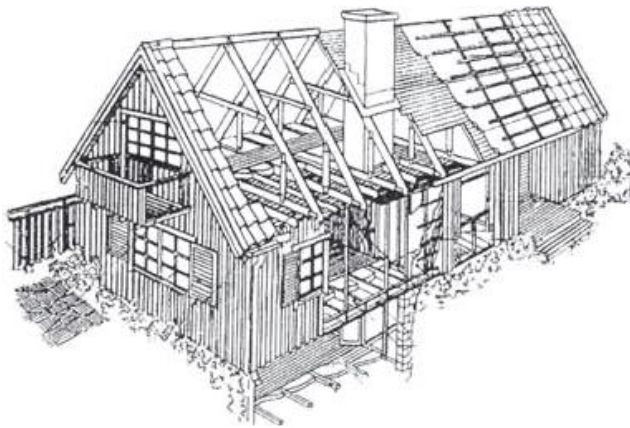
Швидкокомтовані будівлі бувають двох типів [46]:

- збірними;
- модульними.

Збірні швидкокомтовані будівлі мають каркас виконаний, як правило, з деревини (рис. 4.4, а) [45] або металу (рис. 4.4, б) [46], обшитий сендвіч панелями, які складаються з фасадних матеріалів, утеплювача тощо. Такі будівлі можуть мати індивідуальну архітектуру в залежності від потреб замовників та призначення будівлі.

Термін монтажу збірних будівель «під ключ» складає 3-4 місяці [46].

У модульних швидкокомтованих будівлях внутрішні матеріали, обладнання та електрика спочатку створюються на основі кубічних одиничних модулів попередньо на заводі. Потім ці модулі просто збираються для використання, та можуть бути легко розібрані знову. Зведення таких будівель, в залежності від складності може виконуватися від 1 до 5 діб.



а)



б)

Рис. 4.4. Збірні швидкомонтовані будівлі: а) з дерев'яним каркасом; б) з металевим каркасом.

Таким чином, перевагою збірних конструкцій є унікальна архітектура, але термін їх зведення значно перевищує зведення модульних будівель, що призводить до збільшення вартості збірних каркасних будівель. Тому, для забезпечення тимчасового прихистку для людей, що втратили своє житло значно ефективніше використовувати саме модульні будівлі.

4.3. Аналіз існуючих конструкцій модульних будівель

Проаналізуємо існуючі конструкції модульних будівель. Їх форми залежать від різних факторів типу стихійного лиха, екологічних умов та економічних факторів. Майже кожна країна в певний час вимагала екстреного будівництва притулку для її громадян, що постраждали від катастроф. Переглянемо які будівлі використовували в різних країнах (таблиця 4.1). Слід зазначити, що в будівництві використовували достатньо широкий спектр матеріалів: сталеві каркаси, ПВХ оздоблення, залізобетон, тканина, і, навіть папір. Так саме різняться і площі будівель – від невеличких паперових будинків на 15 м² в Індії до більш суттєвих збірних з сендвіч-панелей на 29 м² в Японії.

Порівняно зі сталевими каркасами та збірними будинками модульні будинки мають ряд переваг, такі як простота монтажу, порівняно короткий термін будівництва та низька вартість [5].

Таблиця 4.1. Види тимчасового житла для постраждалих від стихійного лиха.

Країна	Тип стихійного лиха	Назва стихійного лиха	Дата	Фото	Тип тимчасової будівлі
Японія	Землетрус	Землетрус в Івате-Міягі, Найріку	2008		Збірний будинок площею 30 м ²
Китай	Землетрус	Землетрус в Веньчуань	2008		Металево-каркасні будівлі площею 18 м ²
Південна Корея	Шторм	Тайфун Евіньяр	2006		Модульні будівлі площею 20 м ²
США	Ураган	Ураган Катріна	2005		Модульні будівлі
Південна Азія	Землетрус, цунамі	Цунамі в Індійському океані	2004		Залізобетонні конструкції площею 18,87 м ²
Індія	Землетрус	Землетрус в Гуджараті	2001		Паперові будинки площею 15 м ²
Тайвань	Землетрус	Землетрус Джіджі	1999		Металево-каркасні
Турція	Землетрус	Ізмітський землетрус	1999		Намети

Значний розвиток технології модульного будівництва попередньо виготовлених будівель відбулося через пандемію COVID-19 2020 року. В цей час виникла потреба у швидкому зведенні тимчасових медичних пунктів, лікарень, центрів обробки даних, готелів. Так блок модульних контейнерів для тестування на коронавірус в Університеті Денвера був побудований за 10 днів на заводі в Бейкерсфілді, штат Каліфорнія, і забрала один день налагодження (рис. 4.5) [4].

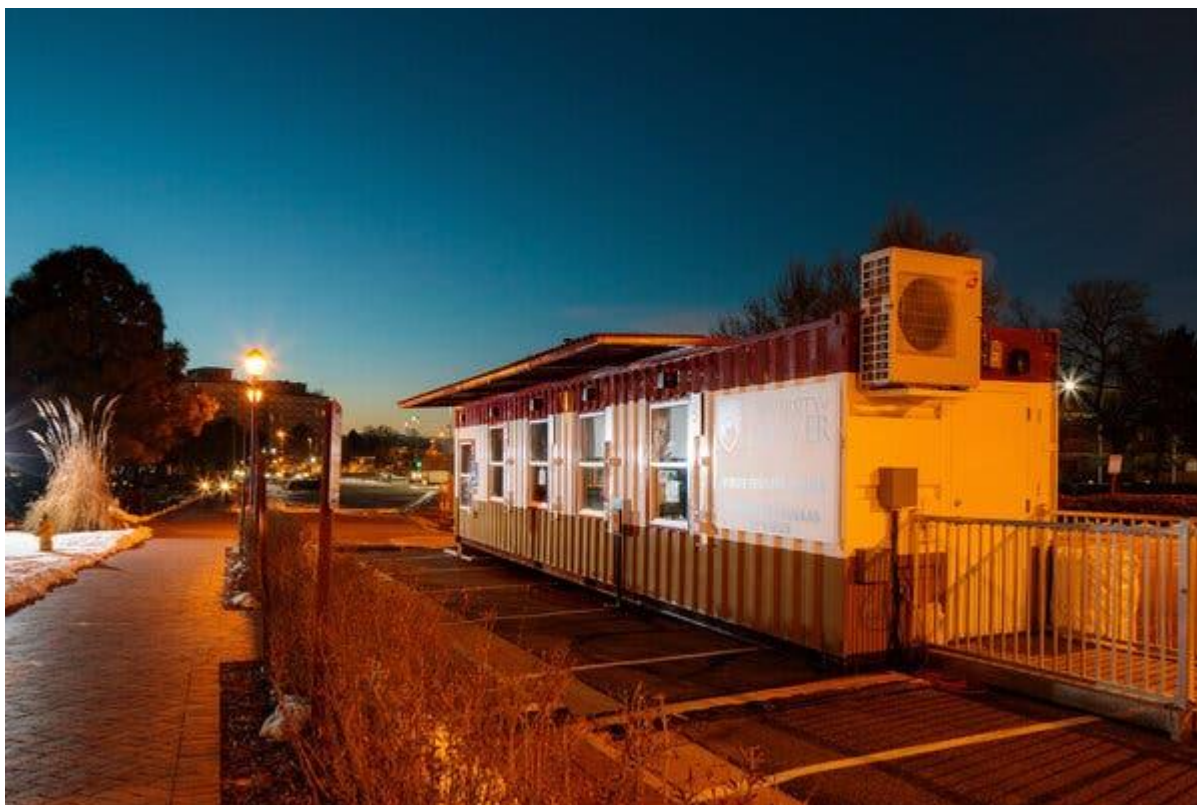


Рис. 4.6. Блок модульних контейнерів для тестування на коронавірус в Університеті Денвера.

Одним з найбільших та найскладніших проєктів з модульного будівництва стало швидке зведення лікарні Лейшеньшань в центрі пандемії COVID-19 м. Ухань (Китай) (рис. 4.7). Він розкриває значний потенціал цієї технології.



Рис. 4.7. Будівництво лікарні Лейшеньшань в м. Ухань (Китай)

Контейнерні модулі лікарні Лейшеньшань мають рамну конструкцію (рис. 4.8). Несучі балки та колони виготовлені з холоднодеформованої сталі зварюванням [2]. Каркас обшитий металевим листом та утеплений мінеральною ватою. Покрівля оснащена системою тепло- та гідроізоляції. В проєкті використані модулі двох типових розмірів 3×6×2,9 м та 2×6×2,9 м .

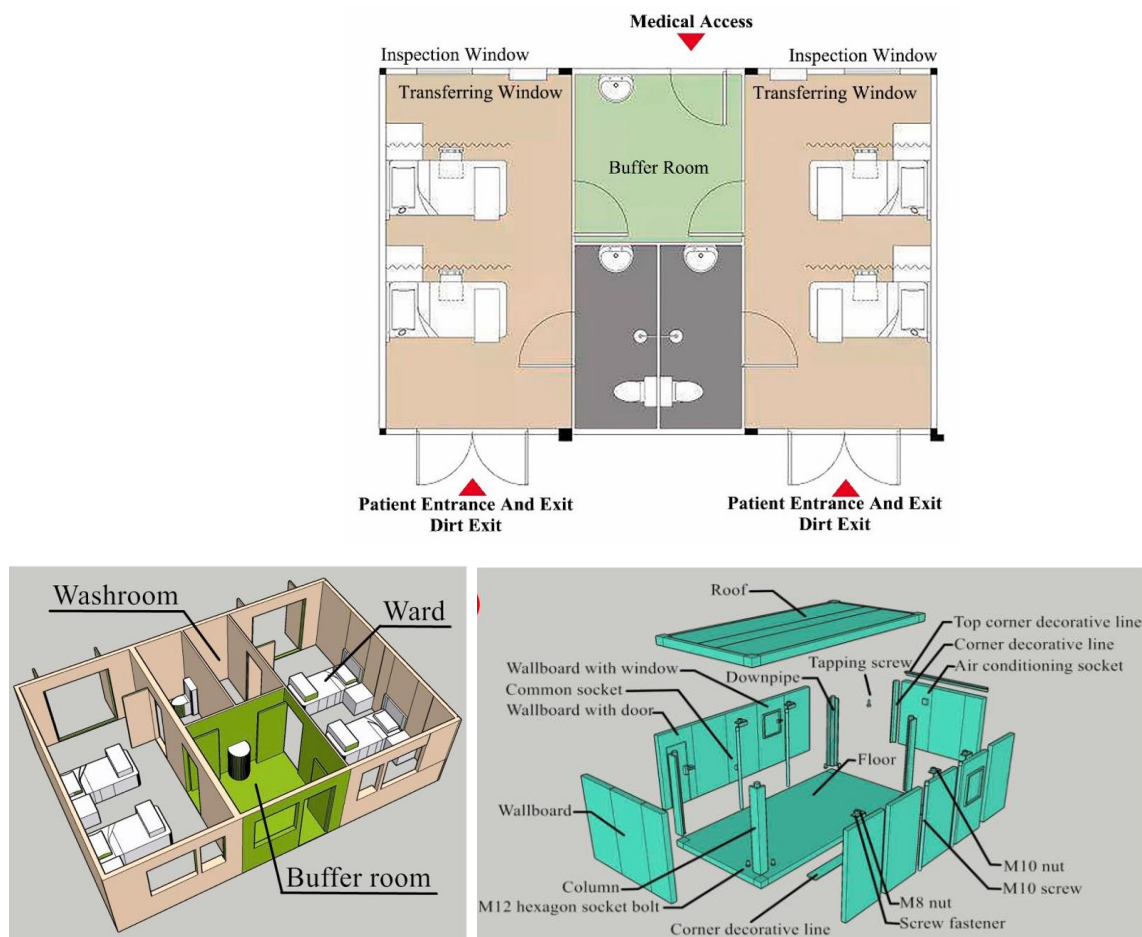


Рис. 4.8. Конструкція модульних блоків лікарні Лейшеньшань в м. Ухань (Китай)

Значним викликом у проєкті лікарні стало наповнення контейнерів, адже не зважаючи на їх модульність, вони виконують різні функції та повинні бути поєднані певним чином. Також слід враховувати, що лікарня має складне інженерне обладнання, яке потрібно з'єднувати між окремими модулями та магістральними лініями. Реалізувати цей проєкт стало можливим виключно з використанням технологій ВІМ. Та не зважаючи на всі складнощі, проєкт був завершений за 12 днів, з 26 січня 2020 року по 6 лютого 2020 року. Лікарня здатна прийняти 1600 пацієнтів з медичним персоналом 2300 осіб

Більшість конструкцій модульних будівель мають схожі габаритні розміри, адже їх потрібно транспортувати від підприємства до місця встановлення. Відповідно до Правил дорожнього руху України дозволяється перевезення великогабаритного вантажу шириною 2,6 м, висотою 4 м, довжиною 22 м (враховуючи висоту та довжину тягача) [38]. Також є обмеження за вагою - навантаження на одиночну вісь 11 т, здвоєну ось 16 т, строєну ось 22 т. Якщо порівнювати цю вагу зі стандартними морськими контейнерами – вони мають максимальну вагу брутто 24 т. Все, що перевищує ці значення повинно транспортуватися за спеціальними правилами перевезення небезпечного вантажу, використовуючи спеціальну техніку, що значно збільшує вартість встановлення.

Для нівелювання впливу габаритів на конструкцію модульних будинків, угорська компанія Continest розробила складні модулі, які не потребують виконання складних монтажних робіт для зборки, а є спеціально розробленими механізмами [50] (рис. 4.9). Модель Standart CN20 має вагу 1850 кг та наступні розміри:

- у закритому стані: 6058×2440×555 мм;
- розкритий: 6058×2440×2776 мм;
- внутрішня висота: 2504 мм;
- внутрішня ширина: 2315 мм;
- внутрішня довжина: 5791 мм.



Рис. 4.9. Процес розкладання модулю Contsnest Standart CN20.

Розкладання таких систем займає всього декілька хвилин без використання спеціалізованого обладнання. Це рішення забезпечує скорочення витрат на логістику та зберігання на 80%, адже одна вантажівка здатна транспортувати одночасно 10 таких модулів (рис. 4.10).



Рис. 4.10. Транспортування та встановлення модулів у 2 поверхи.

Мати подібний контейнер не означає обмеження площі будівлі. Дуже позитивною особливістю модулів цієї компанії – можливість трансформувати будівельний об'єм. Якщо поставити декілька блоків поруч, можна легко зняти внутрішні перемички та отримати велике приміщення (рис. 4.11). До цього

складання можна під'єднати менший модуль Standart CN10 розміром 3000×2440×2630 мм. Також є можливість встановити модулі у декілька поверхів.



Рис. 4.11. Велике приміщення, зібране зі стандартних блоків.

Компанія Continest підняла важливе питання в розвитку модульного швидкокомтованого будівництва – уніфікація типорозмірів окремих блоків, а також можливість їх швидкого та надійного з'єднання в єдину, більш складну систему. Слід пам'ятати, що будівля – це не лише несуча конструкція, стіни, підлога, дах. Важливу роль відіграє сучасне, зручне та надійне інженерне обладнання. Тому приєднання окремих блоків повинно забезпечувати створення загальної інженерної системи.

Ще одним правильним кроком з уніфікації своєї продукції стало виготовлення санітарного вузла CN Sanitary (WetCell), який добре додається до з'єднаних між собою CN10 або CN20. У цьому блоці встановлений унітаз, раковина та душ. Він забезпечений нагрівачем для гарячого водопостачання та має наступні характеристики:

- зовнішні розміри: 2440×1503 мм;

- внутрішні розміри: 2340×1403 мм, залежно від панелей, що застосовуються за бажанням замовника;
- вага: в залежності від використання матеріалу: 1040 кг;
- одна вантажівка здатна перевозити 9 таких комплектів.



Рис. 4.12. Санітарний блок.

Розуміючи, що Україна зараз як ніколи потребує рішення для швидкокомонтованих будівель, колишній губернатор штату Нью-Йорк Джордж Патаки під час свого візиту на Закарпаття передав 18 модульних будинків саме від компанії Continest, як найбільш поширених рішень для забезпечення проживання людей після катастроф у Сполучених Штатах Америки.

Компанія Continest також пропонує багато модифікацій своєї продукції. Для військових потреб є модель CN BW (Ballistic Wall), на яку встановлюються бронепластины з метою захисту від кульових попадань (рис. 4.13).



Рис. 4.13. CN BW (Ballistic Wall).

Таким чином, модульні механізми компанії Continest – це безумовно цікаве рішення, але наявність деталей, що рухаються завжди призводить до підвищення вартості та зниження надійності. З наявної інформації не зрозуміло, яким чином розв’язується проблема утеплення стиків в шарнірах стін, а також між окремими модулями при формуванні великих приміщень. Можливо є необхідність у навішуванні додаткових огорожувальних конструкцій, для формування більш цілісних систем.

4.4. Практика волонтерської допомоги мешканцям зруйнованих будинків студентами Східноукраїнського національного університету ім. В. Даля

Через збройну агресію Росії наш університет був переміщений з Луганської та Донецької області до м. Київ. Тому проблема втрати житла та необхідність пошуку нового близька як викладачам, так і здобувачам. Студенти спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія взяли участь у волонтерській діяльності з метою допомоги нужденним отримати нове житло. Потрібно було недороге житло, яке можна отримати за дуже короткий час. Були обрані модульні попередньовиготовлені будівлі. Критерієм вибору виробника стали екологічність та якість матеріалів, невисока ціна, та його місце розташування. В якості виробника обрана компанія ТОВ Битовки транс, яка пропонує компактні будинки [42]. Вони мають каркас з дерев’яного бруса, обробленого деревозахисним засобом, утеплення з мінеральної вати, пластикові вікна та металеве двері (таблиця 4.1). Розмір такого будинку складає 2,4×6,0 м. Він комплектується необхідною сантехнікою та ліжками (рис. 4.14). Зведення такої будівлі відбувається всього за один день.

За час роботи до волонтерів звернулися за допомогою більше 1000 постраждалих, що підтверджує важливість цього питання в Україні. Встановлено близько 50 будинків, при цьому перевага віддавалася літнім людям, чиє житло було зруйновано. Робота проводилася у місцевості, що постраждала від обстрілів під Києвом (м. Буча, с.м.т. Гостомель тощо).



Рис. 4.14. Попередньовиготовлений модульний будинок ТОВ Битовки транс

Таблиця 4.2. – Опис модульного будинку

Назва елемента	Властивості
Каркас	Дерев'яний брус, оброблений засобом деревозахисним
Зовнішнє покриття	Фальшбрус
Внутрішнє покриття	Вагонка дерев'яна . Стіни та стеля будинку містять гідроізоляційну плівку. Вітробар'єр, паробар'єр
Утеплення	100 мм мінеральна вата (Isover)-стеля, стіни, підлога
Підлога	Дошка обрізна 30мм. OSB. Лінолеум. Під стелею та на підлозі прибиті плінтуси. Гідробар'єр.
Електрообладнання	Електропроводка виконується мідним багатожильним проводом. Освітлювач – 2 шт., вимикач – 2 шт., подвійна розетка – 3 шт. , Автомат 16 А – 1 шт.
Покрівля	Дах двоскатний . Профнастил ПК 20
Вікна	Металопластикові: 2 – поворотно-відкідне, 1,0 × 1,2, м. однокамерний склопакет
Двері	Вхідні металеві двері, замок, комплект ключів, міжкімнатні двері – 1 шт



Рис. 4.15. Встановлення попередньовиготовленого модульного будинку

Досвід показав, що виробництво подібних модульних будинків не вимагає наявності складного обладнання, але дуже чутливе до відстані транспортування готового продукту. Тому в планах є переміщення виробництва до Донецької області з метою допомоги мешканцям селищ, прилеглих до м. Ізюм та м. Слов'янськ, постраждалим від бойових дій.

ВИСНОВКИ

1. Сотні тисяч зруйнованих об'єктів житла, декілька мільйонів внутрішньопереміщених осіб, свідчать про наявність необхідності зведення швидкокомонтованих будівель.
2. Серед типів швидкокомонтованих будівель, саме модульні конструкції, попередньо виготовлені на заводі відповідають сучасним вимогам швидкого будівництва України.
3. Модульні будівлі з використанням сучасних технологій ВІМ дають можливість швидко реалізувати надскладні проєкти.
4. Використання конструкцій, що дозволяють складати модульну будівлю у компактний вид дозволять значно ефективніше здійснювати процес їх транспортування, але в той же час мають недолік у вигляді ускладнення технології та вартості, а також можливих втратах тепла взимку через шарніри стін та стики модулів.
5. При виготовленні модулів їх розміри потрібно уніфікувати для забезпечення можливості їх з'єднання у складні простори приміщення.
6. Практика волонтерської діяльності по зведенню швидкокомонтованих будівель показує великий попит такої діяльності, а також необхідність розташовувати виробництво у безпосередній близькості до користувача.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Овчаренко О. А. Методичні рекомендації до виконання та оформлення кваліфікаційних робіт для студентів спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія другого (магістерського) рівня вищої освіти денної і заочної форм навчання / О. А. Овчаренко, В. І. Гук. – Старобільськ: ЛНАУ, 2021. – 46 с.
2. Ling-Kun Chen, Rui-Peng Yuan, Xing-Jun Ji, Xing-Yu Lu, Jiang Xiao, Jun-Bo Tao, Xin Kang, Xin Li, Zhen-Hua He, Shu Quan, Li-Zhong Jiang. Modular composite building in urgent emergency engineering projects: a case study of accelerated design and construction of Wuhan Thunder God Mountain/Leishenshan hospital to COVID-19 pandemic. – 2021. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103555>
3. M. Amer, A. Mustafa, S. Attia, Conceptual framework for off-site roof stacking construction, J. Build. Eng. 26 (2019) 100873. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100873>.
4. Modular Construction Meets Changing Needs in the Pandemic. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.nytimes.com/2020/12/15/business/modular-construction-pandemic-coronavirus.html>
5. S. Deere, X. Hui, E.R. Galea, et al., An evacuation model validation data-set for high-rise construction sites, Fire Saf. J. 103118 (2020) . [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2020.103118>.
6. Бабич Є. М. Розрахунок і проєктування залізобетонних балок : навчальний посібник / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. – Рівне: НУВГП, 2017. – 191 с.
7. Байрачна Ю. Містечко з модульних будиночків для переселенців з Донбасу відкрилося у Харкові. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.ukrinform.ua/rubric-regions/3038041-modulne-mistecko-pereselenciv-u-harkovi-timcasovopostijne-avarijne-zitlo.html>
8. Бойко Х. С. Типи будинків та архітектурні конструкції / Х. С. Бойко. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 204 с.

9. В модульний домок на окраине Запорожья заселились первые переселенцы. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://zanoza-news.com/n/2015/02/16/7351>
10. Васильченко О.В. Основи архітектури і архітектурних конструкцій. Навчальний посібник / О. В. Васильченко. – Х.: УЦЗ України, 2007. – 257с.
11. Галаур С. Містечко з модульних будинків для переселенців з Донбасу відкрилося у Харкові. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://ukurier.gov.ua/uk/articles/mistechko-z-modulnih-budinochkiv-dlya-pereselenciv/>
12. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. – Чинний від 2014-10-01. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 44 с.
13. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. – Чинний від 2019-10-01. – Київ : Мінрегіон України, 2019. – 185 с.
14. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Чинний від 2019-01-01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 33 с.
15. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проєктування. – Чинний від 2007-01-01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 59 с.
16. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – Чинний від 2017-01-01. – Київ : Мінрегіон України, 2017. – 37 с.
17. ДБН В.2.6-33:2018. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проєктування, улаштування та експлуатації. – Чинний від 2018-12-01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 25 с.
18. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проєктування. – Чинний від 2011-06-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
19. Держстат оприлюднив рейтинг вартості оренди квартир у регіонах України. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.rbc.ua/ukr/news/gosstat-obnarodoval-reyting-stoimosti-arendy-1578992614.html>

- 20.ДСТУ 8302:2015. Інформація та документація. Бібліографічні посилання. Загальні положення та правила складання. – Чинний від 2016–07– Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 16 с.
- 21.ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Система проектної документації будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації. – К. Мінрегіонбуд України, 2009. – 74 с.
- 22.ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проєктування. – Чинний від 2007–01–01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 15 с.
- 23.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проєктування. – Чинний від 2011–06–01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
- 24.ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – Чинний від 01.11.2011. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 130 с.
- 25.ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN1990:2002, IDN). Основи проєктування конструкцій. Настанова. – Чинний від 2009–07–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 81 с.
- 26.ДСТУ Б В.2.6-189:2013. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. – Чинний від 2014-01-01. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 55.
- 27.Загарбники зруйнували або пошкодили в Україні 116 тисяч житлових будинків. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.ukrinform.ua/rubric-ato/3507870-zagarbniki-zrujnuvali-abo-poskodili-v-ukraini-116-tisac-zitlovih-budinkiv.html>.
- 28.Інженерні рішення з охорони праці при розробці дипломних проєктів інженерно-будівельних спеціальностей: навч. посіб. / За ред. В. В. Сафонова. – К.: Основа, 2000. – 336 с. – ISBN 966-7233-23-5.
- 29.Клименко Є. В. Будівельні конструкції / Є. В. Клименко, В. С. Дорофєєв, О. О. Довженко, А. І. Костюк, О. О. Пастернак, О. С. Чернєва, Є. В. Лисенко, Т. В. Ляшенко, М. В. Мельник. – К.: Центр навчальної літератури, 2019. – 426 с.
- 30.Клименко Ф. Є. Металеві конструкції / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко. – Львів: Вид-во «Світ», 1994. – 312 с.

- 31.Котеньова З. І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З. І. Котеньова. – Харків: ХНАМГ, 2007. – 170 с.
- 32.Крамарчук А. П. Будвельні конструкції / А. П. Крамарчук, Б. М. Ільницький, Т. В. Бобало. – Львів: Львівська політехніка, 2016. – 200 с.
- 33.Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник / С.М. Лінда. - Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2010. – 608 с.
- 34.Методичні рекомендації щодо написання та оформлення кваліфікаційних робіт. – Старобільськ: ЛНАУ, 2021. – 50 с.
- 35.Організація будівництва : підручник / [С. А. Ушацький, Ю. П. Шейко, Г. М. Тригер та ін.]; за ред. С. А. Ушацького. – Київ : Кондор, 2007. – 521 с.
- 36.Понад 2 мільйонів людей зареєструвались як внутрішньо переміщені особи після впровадження воєнного стану. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.kmu.gov.ua/news/ponad-2-miljoniv-lyudej-zareyestruvalis-yak-vnutrishno-peremishcheni-osobi-pislya-vprovadzhennya-voyennogo-stanu>
- 37.Постанова КМУ від 1 жовтня 2014 р. № 505 «Про надання щомісячної адресної допомоги внутрішньо переміщеним особам для покриття витрат на проживання, в тому числі на оплату житлово-комунальних послуг» . [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/go/505-2014-%D0%BF>
- 38.Постанова КМУ від 10.10.201 року № 1306 «Про Правила дорожнього руху». [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1306-2001-%D0%BF#Text>
- 39.Постанова КМУ від 29.04.2022 року № 495 «Деякі заходи з формування фондів житла, призначеного для тимчасового проживання внутрішньо переміщених осіб». [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/495-2022-%D0%BF#Text>
- 40.Практикум із охорони праці: навч. посібник / За ред. В. Ц. Жидецького. – Львів: Афіша, 2000. – 352 с. – ISBN 966-7760-09- X

- 41.Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / [А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук и др.] ; под ред. А.Б. Голышева. – Киев : 13 Будівельник, 1990. – 544 с.
- 42.ТОВ Битовки транс. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://bitovka-trans.prom.ua/ua/>
- 43.Уряд ухвалив рішення про додатковий механізм забезпечення житлом внутрішньо переміщених осіб. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.kmu.gov.ua/news/uryad-uhvaliv-rishennya-pro-dodatkovij-mehanizm-zabezpechennya-zhitlom-vnutrishno-peremishchenih-osib>
- 44.Хоменко О. Г. Залізобетонні конструкції: навчальний електронний посібник. Глухів, 2017. – 208 с.
- 45.Ципріянович І. В. Будівництво малоповерхових швидкопоруджуваних, енергозберігаючих житлових будинків з дерев'яним каркасом : Посібник для навчальних закладів будівельного профілю / І. В. Ципріянович, О. Ю. Старченко, Д. В. Гулін, С. В. Клименко, Т. Є. Остапченко. – К. : ТОВ «Видавнича майстерня 2009», 2019. – 576 с.
- 46.Швидкокомтовані будівлі. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: https://uk.wikipedia.org/wiki/Швидкокомтовані_будівлі
47. Швидкокомтовані будівлі незадіяний потенціал галузі. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://steelbuildings.com.ua/izbrannye-stati/259-shvidkomontovani-budivli-nezadiyaniy-potentsial-galuzi>
48. ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Блоки бетонні для стін підвалів – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 27 с.
- 49.ДСТУ Б В.2.6-109:2010. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 52 с.
50. Continest. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.continest.com>.