

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Проект відпочинкового комплексу в гірській місцевості с. Полянця з дослідженням сейсмостійкості будівлі»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмз-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Політов Л.Л.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Коваль І.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль Данильченко С.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент
(підпис) (прізвище та ініціали)

Зміст

		Ст.
	ВСТУП.....	5
1	АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ.....	7
1.1	Загальні вказівки	7
1.2	Рішення генерального плану	8
1.3	Основні техніко економічні показники	9
1.4	Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності	10
1.5	Об'ємно-просторові та планувальні рішення будівлі	12
1.6	Електротехнічні рішення	13
1.7	Опалення	14
2	РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	17
2.1	Розрахунок і конструювання збірної залізобетонної плити з круглими пустотами	17
2.1.1	Конструювання монолітної плити	17
2.1.2	Розрахунок плити за граничним станом другої групи	21
2.1.3	Розрахунок плити за граничним станом першої групи	23
2.2	Розрахунок і конструювання стіни	24
2.2.1	Вихідні дані	24
2.2.2	Визначення зусиль в стіні	25
2.2.3	Розрахунок міцності стіни	26
2.3	Перевірка несучої здатності залізобетонного сходового маршу	27
2.3.1	Вихідні дані	27
2.3.2	Розрахункові розміри сходового маршу	28
2.3.3	Визначення навантаження на марш	29
2.3.4	Розрахунок маршу за нормальними перерізами	30
2.4	Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	32
2.4.1	Загальні дані	32

		4
2.4.2	Фізико-механічні властивості ґрунтів	35
3	НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.....	39
3.1	Постановка задачі дослідження	39
3.2	Сейсмічність майданчика будівництва	39
3.3	Загальні принципи проектування сейсмостійких будівель і споруд...	40
3.4	Методика розрахунку	41
3.4.1	Спектральний метод розрахунку	42
3.4.2	Прямий динамічний метод розрахунку із застосуванням розрахункових сейсмічних дій як функцій часу	47
3.5	Результати дослідження	48
4	ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	52
4.1	Влаштування фундаменту	52
4.2	Влаштування кладки стін і перегородок з газобетонних блоків	54
4.3	Санітарно-гігієнічні рішення	55
4.4	Протипожежні заходи	57
4.5	Заходи з охорони навколишнього середовища	58
5	ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	59
5.1	Організація охорони праці	59
5.2	Організація будівельних майданчиків, робочих ділянок і робочих місць	60
5.3	Експлуатація засобів виконання будівельно-монтажних робіт	62
5.4	Надзвичайні ситуації техногенного та природного характеру	64
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	67
	БІБЛІОГРАФІЯ	68

ВСТУП

На сучасному етапі розвитку туризму в Україні, значне місце займає: туризм в Карпатах і значна кількість інвестицій в тому числі і закордонних спрямована на розвиток інфраструктури та забезпечення потреб проживання та комфортного відпочинку.

Важливе місце в даному випадку займає будівництво туристичних комплексів, з облаштованих парко місць для автомобілів, закладів харчування, басейнів та розважальних закладів, для проведення дозвілля.

В даному випадку розглядається будівництво туристичного комплексу в селі Поляниця Яремчанської міської ради івано-Франківської області. Особливими умовами при будівництві є сейсмічність регіону. Тому в даному випадку основним завданням буде дослідження сейсмічних впливів на будівлю, а саме:

- визначити поняття сейсмічності будівлі;
- визначити сейсмічність майданчика будівництва;
- визначити сейсмічну небезпеку.
- врахування впливу ґрунтових умов;
- визначити загальні принципи проектування сейсмостійких будівель і споруд;

Також необхідно провести сейсмічний моніторинг і паспортизацію об'єктів будівництва, та визначити методи розрахунків.

Врахувати результати дослідження розрахунку елементів конструкцій при сейсмічних впливах, а саме:

- розрахунок основ і фундаментів,
- перегородок, балконів, еркерів, архітектурних елементів будівлі
- розрахунок проектування залізобетонних конструкцій.

Розглянувши дані питання, ми визначимо оптимальні конструктивні рішення, для будівництва в сейсмічних зонах та Вивчення даних питань дасть змогу, проектування та будівництва будівель і споруд, в сейсмічних зонах для

безпечного перебування та відпочинку людей з мінімальним ризиком, для життя і здоров'я.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Дані про район і ділянку будівництва

Ділянка проектованого туристичного комплексу розташована в с. Поляниця Яремчанської міської ради.

Природні умови:

Нормативні дані відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 для м. Яремче:

- Кліматичний район - II В-4 (ДБН Б.2.2-12:2019). Річна кількість опадів - 722 мм;
- Нормативна глибина промерзання ґрунту - 0,8 м;
- Сейсмічність району за картою ЗСР-2004-А- 7 балів;
- Переважний напрямок вітру - східний;
- Характеристичне значення вітрового тиску - 450Па – 3 район (ДБН В.1.2-2:2006);
- Характеристичне значення снігового навантаження - 1600Па-5 район (ДБН В. 1.2-2:2006);
- Середньомісячна відносна вологість повітря найбільш теплого місяця 65%;
- Категорія складності об'єкту - СС2 (ДБН В.1.2-14:2009. Табл. 1)
- Ґрунтові води виявлені на глибині 15-16 м.

За умовну відмітку 0.000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху. Будівля обладнується опаленням і вентиляцією, водопроводом і каналізацією та електричним обладнанням. Проект розроблений для виконання робіт в літніх умовах. При виконанні робіт в зимових умовах керуватися відповідними ДБН А.3.2-2-2009 та інших нормативних документів. Виконання робіт здійснювати згідно з проектом виконання робіт (ПВР). Проект виконаний згідно з чинним на території України нормами і правилами та гарантує безпечну для життя і здоров'я

людей експлуатацію об'єкту за умови дотримання передбачених проектом заходів.

1.2 Генеральний план

Ділянка, відведена під будівництво Туристичного комплексу, розміщується на діл. Прелуки, с. Поляниця на вільній від забудови території.

В геоморфологічному відношенні територія робіт приурочена до Привододільно-Горганських середньо-висотних хребтів гірської групи Карпат. Рельєф навколишньої території гірничо-острівний, помірно-висотний. Відмітки поверхні землі знаходяться в межах 800-850 метрах.

Безпосередньо ділянка, розташована на II правобережній терасі р. Прутець, з північного сходу ділянка примикає до тилового шва першої тераси, з південного заходу, межує з підніжжям схилу гори.

Ділянка заболочена, пороша високою деревною рослинністю: деревами і чагарником, із заходу і з півдня дугою проходить під'їзна дорога па верхові ділянки схилу. В основі дороги на ділянку проходить розгрузка ґрунтових вод схилу.

Геологічна будова району досліджень належить до Скибової зони складчастих Карпат. Район робіт попадає в групу відокремлених гірських хребтів з витягнутих з північного заходу на південний схід проложенням.

В гідрогеологічному відношенні район вишукувань входить в Карпатську гідрогеологічну провінцію в зоні надмірного зволоження. На досліджуваній ділянці прослідковується розвантаження ґрунтових схилових вод на I правобережну терасу р. Прутець, перезволожуючи фунти ІГЕ-1. Ділянка пороша деревами і чагарником, заболочена. Живлення і поповнення запасів води проходить за рахунок інфільтрації атмосферних опадів і розвантаження ґрунтових вод схилу. За рівень ґрунтових вод прийняти існуючий рівень поверхні землі. Розвантаження ґрунтових вод зумовлено формою рельєфу і проходять в долину р. Прутець.

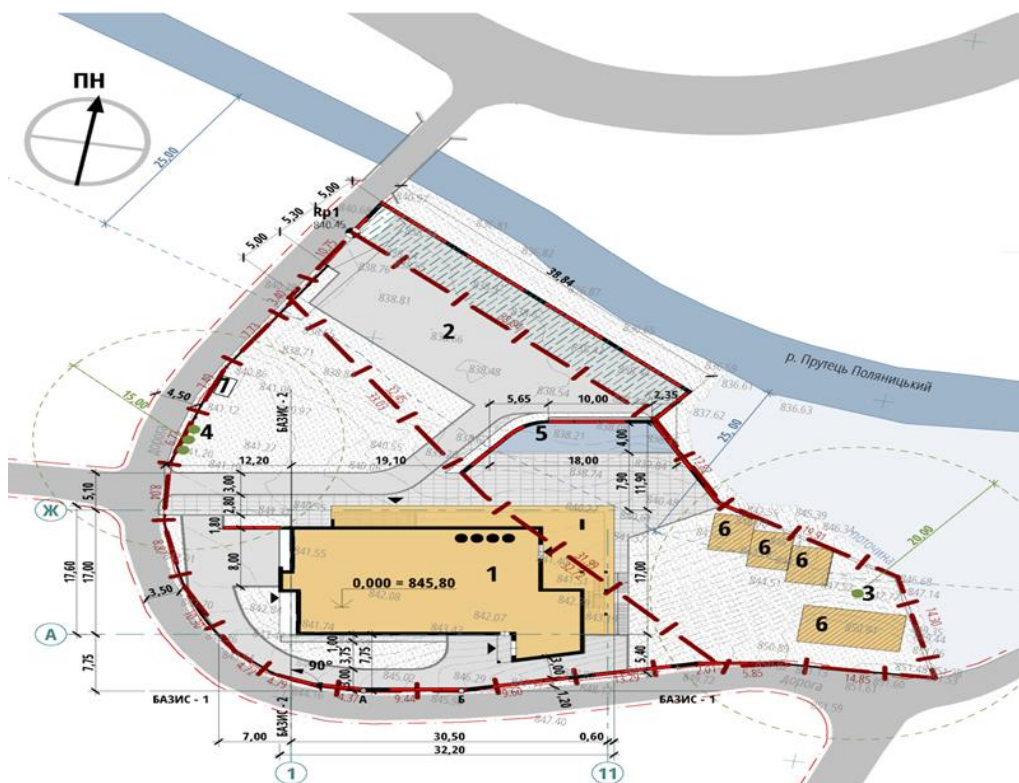


Рисунок 1.1 – Креслення розпланування

1.3 Основні техніко економічні показники

- 1). ПЛОЩА ДІЛЯНКИ - 0,2692 га
- 2). ПЛОЩА ЗАБУДОВИ - 337 м²
- 3). ЗАГАЛЬНА ПЛОЩА – 1858,26 м² в тому числі:
 - вище позначки 0,000 – 1430,50 м²
 - нище позначки 0,000 – 427,76 м²
- 5). ЖИТЛОВА ПЛОЩА – 632,34 м²
- 6). ЗАГАЛЬНИЙ БУДІВЕЛЬНИЙ ОБ'ЄМ: - 8895,77 м³
 - в тому числі:
 - вище позначки 0,000 – 6813,93 м³
 - нище позначки 0,000 – 2081,84 м³
- 7). СТУПІНЬ ВОГНЕСТІЙКОСТІ - II
- 8). КЛАС НАСЛІДКІВ - СС-2
- 9). КАТЕГОРІЯ СКЛАДНОСТІ - III

10). ПОВЕРХОВІСТЬ - 4

11). УМОВНА ВИСОТА БУДИНКУ - 13,00 м



Рисунок 1.2 – Комп'ютерна візуалізація

1.4 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності

Визначення класу наслідків Туристичного комплексу на ділянці Прелуки Яремчанської міської ради Івано-Франківської області. проводиться відповідно до: ДБН А.2.3-2014, ДБНВ.1.1-12-2014, ДБН В.1.2-14:2018, ДБН В.2.2-15:2019, ДБН В.2.2-9:2018, ДБН В.2.2-25:2009 та інших нормативних документів, що діють в Україні.

1. Визначаємо розрахункову кількість людей, що постійно перебувають у будівлі більше 8 годин.

Загальна кількість проживаючих у будинку виходячи з норми 21 м кв. загальної площі на 1 людину та 10,5 м кв. на 1 сім'ю (згідно п. 5.1 ДСТУ 8855:2019) – $(1184,55-10,5) : 21 = 56$ осіб

Кількість працівників закладу харчування – згідно технологічного процесу - 9 осіб (п.6.2.2 ДБН В.2.2-9:2018) загальна кількість осіб, що постійно перебуватиме на об'єкті : $56+ 9 = 65$ осіб

За кількістю осіб, що постійно перебуватимуть на об'єкті він відноситься до класу наслідків СС2 та III - категорії складності.

2. Тимчасове перебування людей у туристичному комплексі не нормоване і в будь-якому випадку не повинно перевищувати верхнє обмеження 50% людей, що постійно перебуватимуть на об'єкті : $65 : 2 = 33$ особи

Кількість відвідувачів закладу громадського харчування виходячи з нормативної площі обіднього залу (п.6.2.2 ДБН В.2.2-25:2009) -1,8 м кв на 1 місце: $79,89 : 1,8 = 44$ місця

Загальна кількість людей, що тимчасово перебуватимуть на об'єкті становитиме : $33+44 = 77$ осіб

За кількістю осіб, що періодично перебуватимуть на об'єкті він належатиме до класу відповідальності СС1 та II категорії складності.

3. Кількість осіб, що перебувають ззовні об'єкту визначаємо за формулою $N_3 = a N_1$

для сільської місцевості при висоті будівлі до 30 м $a = 1,0$

$N_3 = 1,0 \times 65 = 65$ осіб

За кількістю осіб, що перебувають в зовні об'єкт відноситься до класу відповідальності СС1, та II категорії складності

4. Згідно з техніко-економічними показниками загальна площа житлового будинку з підвалом без приміщень закладу громадського харчування, становитиме 1612,31 кв. м

Розрахункова вартість 1 м кв. для Івано-Франківської області становить 10034 грн за 1 м кв. : $1612,31 \times 10034 = 16\ 177,918$ тис. грн.

Загальна площа приміщень закладу громадського харчування, становитиме 245,95 м кв.

Розрахункова вартість 1 м кв. для адміністративних будинків : 20 603 грн за 1 м кв.

$$245,95 \times 20\,603 = 5\,067,308 \text{ тис. грн.}$$

Загальна вартість будівництва об'єкту становитиме :

$$16\,177,918 + 5\,067,308 = 21\,245,226 \text{ тис. грн}$$

Прогнозовані збитки визначаються за формулою (5.2):

$$\Phi = 0,225 \times Z \times P_i$$

$$0,225 \times 21\,245,226 = 4\,780,176 \text{ тис грн}$$

Обсяг можливого збитку у мінімальних зарплатах становитиме:

$$4\,780,176 \times 3,723 = 17\,796,595 \text{ м. з. р. п}$$

.Визначена сума не перевищує обсяг припустимого економічного збитку для класу відповідальності СС2. Отож, об'єкт відноситься до IV категорії складності.

5. Об'єкт не розташований в охоронній зоні об'єктів культурної спадщини і не є об'єктом культурної спадщини.

6. Приймаємо, що відмова об'єкту не впливає на припинення роботи зв'язку транспорту, енергетики

. 7. Висновок: відповідно до ДСТУ 8855:2019 клас наслідків встановлюється за найвищою характеристикою можливих наслідків, отриманих за результатами розрахунків.

..... За таблицею А1 «Можлива небезпека для життєдіяльності для людей, що постійно перебуватимуть та об'єкті та «обсягу можливого економічного збитку» об'єкт - житловий будинок з вбудованим кафе на ділянці Прелуки в селі Поляниця Яремчанської міської ради Івано-Франківської області відноситься до класу насл. (відповідальності) СС2, а відповідно до таблиці А.1 належить до III категорії складності.

1.5 Об'ємно-просторові та планувальні рішення будівлі

Даний розділ робочого проекту розроблений на підставі завдання на проектування та діючих на час проведення проектних робіт нормативних документів.

Проектом передбачено нове будівництво туристичного комплексу з вбудованим закладом громадського харчування та басейном на ділянці Прелуки в селі Поляниця Яремчанської міської ради Івано-Франківської області в одну чергу. Розміри будівлі в плані 31,10 x 17,60 м.

Згідно завдання на проектування проектом передбачається влаштування приміщень в підвалі, а саме:

Тамбур, Хол, Сходова клітка, Ліфт, Коридор, Пральня, Інвентарна, Кімната відпочинку, Санвузол, Кімната відпочинку, Кабінет, Коридор, Більярдна, Тренажерний зал, Лижна, Роздягальня жіноча, Санвузол жіночий, Роздягальня чоловіча, Санвузол чоловічий, Зал басейну, Тамбур, Кімната відпочинку, Комора.

Загальна площа приміщень підвалу - 427,76 кв. м.

На першому поверсі передбачається розміщення приміщень:

Сходова клітка, Коридор, Кладова, Кабінет, Вітальня, Санвузли, Балкони, Спальні, Лоджії, Дитяча кімната, Зал кафе, Бар, Тераса, Умивальня, Санвузол чоловічий, Санвузол жіночий, Коридор, Мийна посуду, Кухня, Комора для овочів, Комора, Тамбур, Котельня, Технічне приміщення.

Загальна площа приміщень на першому поверсі- 365,08 кв. м.

Корисна площа - 361,65 кв. м.

Площа літніх приміщень з коефіцієнтом 0,3 - 40,39 кв. м.

На другому, третьому, четвертому поверхах розміщуються:

Сходова клітка, Коридор, Кладова, Номери, Кабінет, Санвузли, Балкони, Лоджії.

Загальна площа приміщень на поверсі - 355,14 кв. м.

Корисна площа - 349,44 кв. м.

Площа літніх приміщень з коефіцієнтом 0,3 - 26,86 кв. м.

1.6 Електротехнічні рішення

Проектом передбачено освітлення, силові мережі, грозозахист будівлі, зовнішні мережі виконуються окремим проектом згідно технічних умов, які видаються Яремчанського РЕМ після отримання Замовником дозволу на виконання будівельних робіт.

Розподільний пристрій розміщений на 1-му поверсі будівлі. Загальна розрахункова потужність становить 59,9 кВт. Річне споживання електроенергії становить 245 000 кВт год. Освітлення передбачено робоче і евакуаційне.

Освітлювальна апаратура вибрана згідно призначення приміщень. Потужність ламп на основі світлотехнічного розрахунку. Розподільчі мережі виконані закритими під штукатуркою проводом ШВВП та кабелем ВДНГ. Система заземлення TN-S, коли нульовий, робочий та нульовий захисний провідники працюють окремо в усій системі.

Металічні не струмоведучі частини електрообладнання, які в процесі експлуатації можуть опинитися під напругою, слід заземлити, занулити.

Система зрівнювання потенціалів не передбачена у зв'язку з використанням пластикових труб.

Електропостачання передбачається від існуючої ТП, розташованої неподалік проектованої території кабелем необхідного перерізу згідно попередньо виданих техумов Надвірнянського РЕМ на будівництво від окремого електророзподільника.

1.7 Опалення

Проектом передбачається влаштування автономної системи опалення приміщення туристичного комплексу на діл. Прелуки в селі Поляниця Яремчанської міської ради Івано-Франківської області.

Площа опалювального приміщення становить $158,26 \text{ м}^2$. Теплове навантаження, для забезпечення температури приміщення $+16^{\circ}\text{C}$ - $+25^{\circ}\text{C}$, становить не менше 180-200 кВт.

Для забезпечення приміщення тепловим навантаження використовується твердопаливний димохідний котел типу АЛЪТЕП КТ-3Е-ш, 200 кВт. Він призначений для опалення приміщення у автоматичному режимі.

Відвід продуктів згорання від опалювального котла здійснюється через димовий утеплений канал $\text{Ø}375\text{мм}$, влаштований ззовні будівлі, вище покрівлі будівлі. Система вентиляції при точно-витяжна з природним спонуканням. Приплив повітря забезпечує припливна установка. Січення вентиляційного повинно становити не менше $240\text{мм}\times 240\text{мм}$.

Номінальна теплопродуктивність (потужність) котла становить - 200 кВт, площа поверхні теплообміну в котлі- $16,5\text{м}^2$, коефіцієнт корисної дії (паливо: деревинні пілети), не менше -91%, витрати палива при номінальній потужності-52 кг/год ($0,17$ - $0,21$ гкал/год), ємність бункера для палива- 840дм^3 , водяна ємність котла-660л, маса котла без води - 2020кг, необхідна тяга топочних газів-45-50Па, температура топочних газів на виході з котла- 100 - 180°C , рекомендована мінімальна температура води- 58°C , максимальна температура води- 85°C , номінальний (максимальний робочий) тиск води-0,2МПа, випробувальний тиск води, не більше-0,3МПа, споживання електроенергії (230 В, 50 Гц), не більше-500Вт, приєднувальні (зовнішні) розміри борова- $340\times 340\text{мм}$, діаметр патрубків прямої і зворотної мережної води (Ду)-100мм, рекомендовані параметри димоходу: площа перерізу- 1103см^2 , внутрішній діаметр-375мм, висота (мінімально допустима)-11м. Для ефективної роботи котла необхідно використовувати паливний матеріал з низькою зольністю та вологістю.

Основним паливом для котла типу КТ-3Е-ш є деревинні пелети. Основні характеристики пелет : діаметр - 6...8 мм; довжина - 25...40 мм; насипна щільність не менше 600 кг/м^3 ; вміст дрібної фракції (< 5 мм) - не більше 1%; тепла здатність - не менше 4000 ккал/кг ; вміст золи - не більше 5 % ; вологість - не більше 10 % ; температура плавлення золи - не менше 1150°C .

В якості альтернативного палива можна застосовувати кам'яне вугілля з фракцією 5,5-25 мм.

Труби для монтажу опалення використали пластикові у відповідності до ДСТУ Б В.2.7-143:2007.

З'єднання при монтажі даної системи опалення передбачено зварюванням, різьбовими та паянням труб та деталей трубопроводів.

Всі роботи виконали згідно ДБН В.2.5-67:2013, ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013, технічних вимог по встановленню та налагоджуванню котла. Випробування та запуск системи опалення в обов'язковому порядку проводити згідно інструкції по експлуатації, монтажу і режиму роботи АЛЬТЕП КТ-3Е-ш та в присутності представника, сторони-виготовлювача, монтажної-налагоджувальної організації даного опалювального обладнання.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Розрахунок плити

2.1.1. Розрахунок плити за граничним станом першої групи

Визначення внутрішніх зусиль

Розрахунковий проліт плити:

$$l_0 = 4,050 - 0,016\text{м} = 3,890\text{м}$$

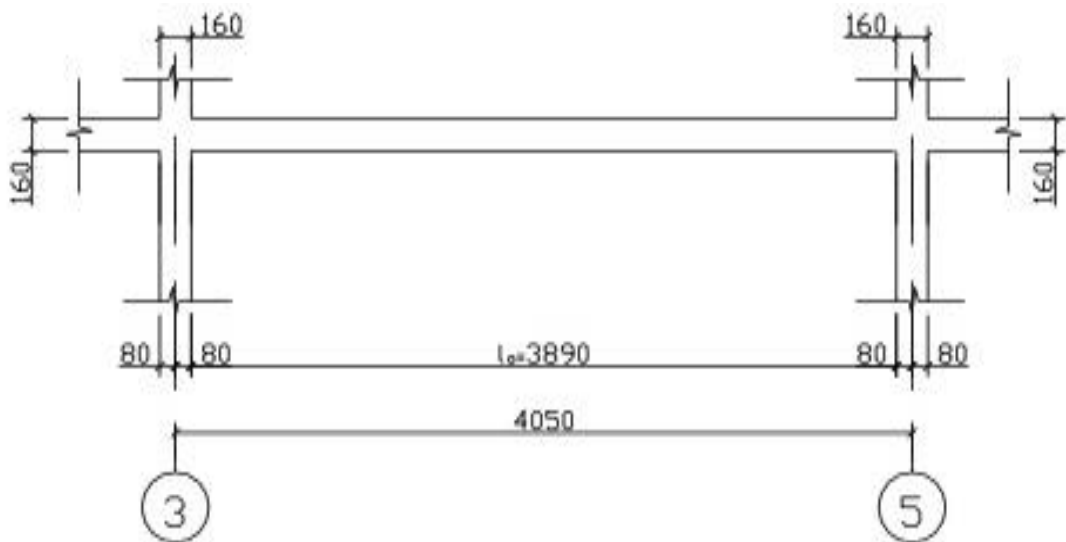


Рисунок 2.1 – Проліт плити

Плита розраховується як однопролітна жорсткозакріплена балка, завантажена рівномірно-розподіленим навантаженням.

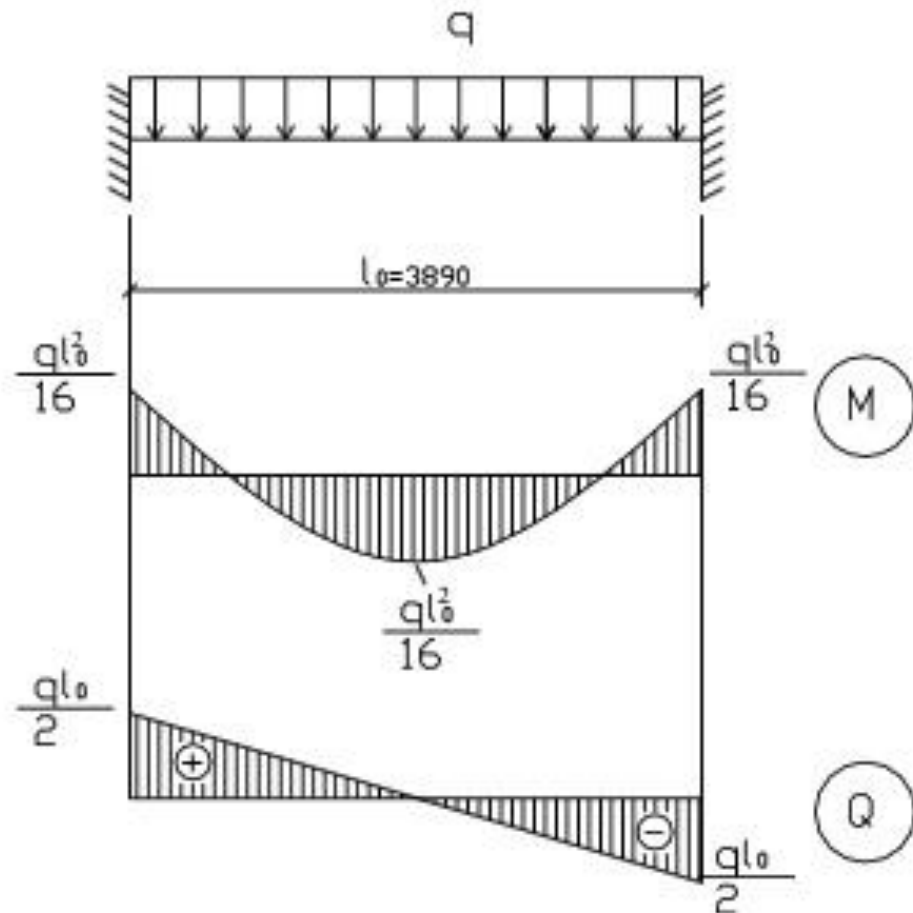


Рисунок 2.2 – Епюра моментів

Зусилля від розрахункової повного навантаження:

- згинаючий момент в середині прольоту і на опорах:

$$M_{\max} = \frac{(g + V) \times l_0^2}{16} = \frac{7,48 \times 3,89^2}{16} = 7,07 \text{кНм}$$

- поперечна сила на опорах:

$$Q_{\max} = \frac{(g + V) \times l_0}{2} = \frac{7,48 \times 3,89}{2} = 14,55 \text{кН}$$

Зусилля від нормального навантаження:

- повного:

$$M_n = \frac{(g_n + V_n) \times l_0^2}{16} = \frac{6,73 \times 3,89^2}{16} = 6,36 \text{кНм}$$

- постійного і довготривалого:

$$M_n = \frac{(g_n + 0,3V_n) \times l_0^2}{16} = \frac{5,4 \times 3,89^2}{16} = 6,09 \text{кНм}$$

Для розрахунку плити виділяємо смугу шириною 100 см. І висотою 16 см.

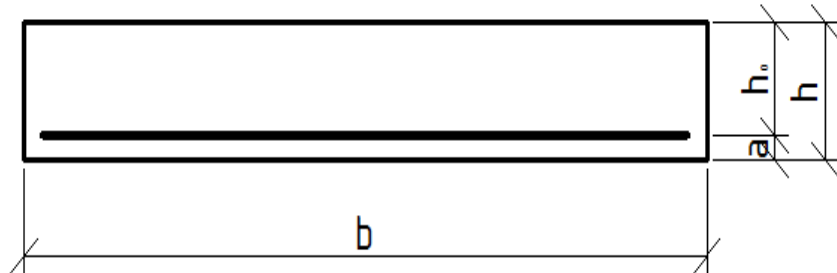


Рисунок 2.3 – Розрахунковий переріз плити

$$h = 16 \text{см} \quad b = 100 \text{см}$$

$$h_0 = h - a = 16 - 3 = 13 \text{см}$$

Розрахунок міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі.

При розрахунку по міцності розрахунковий поперечний переріз плити приймається прямокутним з розмірами b і h .

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b_f h_0^2} = \frac{7,07 \times 10^5}{0,9 \times 14,5 \times 10^2 \times 100 \times 13^2} = 0,032$$

$$\xi = 0,032; \zeta = 0,984$$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times \gamma_{b_2} \times R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 14,5 = 0,7456$$

$$\xi_K = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \times \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,632$$

Оскільки $\xi = 0,032$ і $\zeta = 0,632$, то площа перерізу розтягнутої арматури визначається за формулою:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0}$$

$$\text{Тоді } A_s = \frac{7,07 \times 10^5}{365 \times 10^2 \times 0,984 \times 13} = 1,52 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø8(А-III) с $\Sigma A_s = 2,01 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності перерізу, похилого до поздовжньої осі.

Розрахунок міцності похилих перерізів виконується згідно

ДБН В.2.6-98:2009*

Поперечна сила $Q = 14,55 \text{ кН}$.

Перевірка умови забезпечення міцності по похилій смузі між похилими тріщинами:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w_1} \varphi_{b_1} R_b b h_0$$

Коефіцієнт поперечного армування $\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS}$; $A_{sw} = 0,53 \text{ см}^2$ (2Ø6АIII)

$$\mu_w = \frac{0,53}{100 \times 60} = 0,00009$$

$$\varphi_{w_1} = 1 + 5 \times 6,67 \times 0,00009 = 1,003 \text{ п } 1,3$$

Коефіцієнт $\varphi_{b_1} = 1 - \beta \gamma_{b_2} R_b = 1 - 0,01 \times 0,9 \times 14,5 = 0,87$ де $\beta = 0,01$ для бетону

$$Q = 14,5 \text{ кН} \text{ п } 0,3 \times 1,003 \times 100 \times 0,87 \times 14,5 \times 0,9 \times 13 \times 100 = 349000 \text{ Н} = 349 \text{ кН}$$

Отже, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Перевірка необхідності постановки розрахункової поперечної арматури:

$$Q \leq \varphi_{b_3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b_2} R_{br} b h_0$$

Коефіцієнт $\varphi_{b_3} = 0,6$ (для важкого бетону)

Коефіцієнт який враховує вплив стислих полиць в двотаврових елементах

$$\varphi_f = 0$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили обтиску

$$\varphi_n = 0$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = (1 + 0 + 0) = 1 \pi 1,5$$

$$Q = 14,55 \text{кН} \pi 0,6 \times 1, \times 0,9 \times 1,05 \times 100 \times 13 \times 100 = 52650 \text{Н} = 52,65 \text{кН}$$

Отже, умова задовільняється, поперечна арматура ставиться по конструктивним вимогам.

2.1.2. Розрахунок плити за граничним станом другої групи.

Геометричні характеристики перерізу:

Розміри розрахункового прямокутного перетину:

$$b = 100 \text{см}$$

$$h = 16 \text{см}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 6,67$$

Площа приведенного перерізу дорівнює:

$$\begin{aligned} A_{red} &= A + \alpha \times A_s = bh + \alpha \times A_s = \\ &= 100 \times 16 + 6,67 \times 2,01 = 1613,4 \text{см}^2 \end{aligned}$$

$$S_{red} = b \times h \times h / 2 + \alpha \times A_s \times a = 100 \times 16 \times 8 + 6,67 \times 2,01 \times 3 = 12840,22 \text{см}^3$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижній грані:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{12840,22}{1613,4} = 7,95 \text{см}$$

Відстань від нижньої межі до центру ваги приведенного перерізу:

Момент інерції приведенного перерізу відносно центра ваги:

$$\begin{aligned} I_{red} &= I_b + \alpha \times S = \frac{b h^3}{12} + bh(y_0 - 0,5h)^2 + \alpha \times A_s (y_0 - a)^2 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \\ &\times (7,95 - 8 \div 2)^2 + 6,67 \times 2,01 \times (7,95 - 3)^2 = 34465,83 \text{см}^4 \end{aligned}$$

Момент опору приведенного перерізу по нижній зоні:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{34465,83}{7,95} = 4335,32 \text{ см}^3$$

Момент опору приведенного перерізу по верхній зоні:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{34465,83}{16 - 7,95} = 4281,47 \text{ см}^3$$

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до ядрового точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони:

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}}$$

Максимальна напруга в стислому бетоні від зовнішнього навантаження і зусилля попереднього напруження:

$$\sigma_b = \frac{M}{W_{red}}$$

M - згинальний момент від повної нормативної навантаження

$$\sigma_B = \frac{707000}{4281,47} = 165,13 \text{ Н / см}^2 = 1,65 \text{ МПа}$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{1,65}{18,5} = 1,51 > 1 \text{ приймаємо } \varphi = 1$$

$$r = \frac{4335,32}{1613,4} = 2,69 \text{ см}$$

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до ядрового точки, найменш

$$r_{inf} = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}} = \frac{4281,47}{1613,4} = 2,65 \text{ см}$$

віддаленої від розтягнутої зони:

Пружно-пластичний момент опору по розтягнутій зоні,

$$W_{pl} = \gamma W_{red}$$

$$\gamma = \gamma' = 1,75$$

визначається за формулою:

Для прямокутних перетинів

$$W_{pl} = 1,75 \times 4335,32 = 7586,81 \text{ см}^3$$

$$W'_{pl} = 1,75 \times 4281,47 = 7492,57 \text{ см}^3$$

Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої осі.

Для елементів, до тріщиностійкості яких пред'являються вимоги 3-ї категорії, коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$

Розрахунок проводиться з умови:

$$M \leq M_{crc}$$

Нормативний момент від повного навантаження $M = 11,01$ кНм

Момент утворення тріщин M_{crc} за способом ядрових моментів:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}$$

Так як $M = 6,39$ кНм $\pi M_{crc} = 1,6 \times 10^3 \times 7586,81 \times 10^{-6} = 12,14$ кНм ,

в розтягнутій зоні від експлуатаційних навантажень не утворюються тріщини.

Розрахунок прогину плити.

Гранично допустимий прогин для розраховується плити з урахуванням естетичних вимог табл.19 ДБН В.1.2-2:2006.*:

$$f_u = \frac{l}{200} = \frac{389}{200} = 1,94 \text{ см}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ} = \frac{5}{384} \times \frac{5,4 \times 389^4 \times 10^{-2}}{0,8 \times 30 \times 100 \times 34365} = 0,19 \text{ см}$$

$$f_u = 1,94 \text{ м} \pi f = 0,19 \text{ см}$$

Визначення прогину проводиться тільки на дію постійних і тривалих навантажень при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$

2.1.3 Конструювання монолітної плити

Монолітна плита товщиною 160 мм армується сітками зі стрижнів в подовжньому напрямі $\varnothing 6AIII$ з кроком 300 мм і в поперечному - $\varnothing 8AIII$ з кроком

250. Схему розташування сіток у верхній і нижній зоні см. креслення ЖБК лист 6. Арматурні сітки вкладають з нахльостом на 100 мм без зварювання згідно п.п.5.37-5.41 ДБН В.2.6-98:2009.

Нижню арматуру вкладаємо по фіксаторам для забезпечення захисного шару 30мм.

Стикування робочої арматури великої протяжності виробляємо в напустку.

Приймаємо довжину припуску:

Визначаємо зону закладення за формулою 186 ДБН В.2.6-98:2009.

$$\ell_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta \lambda_{an}) * d \geq \lambda_{an} d ,$$

де ω_{an} , $\Delta \lambda_{an}$, λ_{an} , $\ell_{an} \min$ визначаємо по таблиці 37 ДБН В.2.6-98:2009

Стики арматури $\varnothing 8$ в нахльост в бетоні:

- в розтягнутій зоні:

$$\ell_{an} = (0.9 * 390 / 14,5 + 20) * 8 = 350 \text{ мм} > 20 * 8 = 160 \text{ мм},$$

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

- в стиснутій зоні:

$$\ell_{an} = (0.65 * 390 / 14,5 + 15) * 8 = 152 \text{ мм} > 15 * 8 = 120 \text{ мм},$$

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

Всі отвори в перекритті підсилюються встановленням по краям окремих стержнів $\varnothing 16$ АІІ.

2.2 Розрахунок і конструювання стіни

2.2.1 Вихідні дані

Таблиця 2.1 – Навантаження на стіну

Вид навантаження	Нормальне навантаження ($\gamma_f = 1$) Н/м ²	Коеф. Надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження ($\gamma_f > 1$) Н/м ²
Конструкція даху	2680	1,3	3480
Плита перекриття $\delta=160$ мм	4000	1,1	4400
Постійне навантаження	6680	-	7880

g_{roof}			
Тимчасове навантаження			
- снігове, в т.ч.	1680	-	2400
Довготривале $S_{\text{лон}}$	840	-	1200
Повне навантаження ($g_{\text{roof}}+S$)	8360		10280

Характеристики міцності бетону і арматури :

Бетон: важкий за міцністю на стиск $R_{bn}=R_{b,ser}=18,5\text{МПа}$, $R_{btн}=R_{bt,ser}=1,6\text{МПа}$; $R_b=14,5\text{МПа}$, $R_{bt}=1,05\text{МПа}$; коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2}=0,9$. Початковий модуль пружності $E_b=30\times 10^3\text{Мпа}$. , Арматура дротова класу $V_p-\lambda$ $R_s=410\text{МПа}$, $R_{sw}=490\text{МПа}$, $E_s=20\times 10^4\text{МПа}$

Приймаємо розмір розрахункового перетину стіни 100×16 см.

2.2.2 Визначення зусиль в стіні

Вантажна площа стіни: $A = 4,05\times 1,0 = 4,05 \text{ м}^2$

Постійне навантаження від перекриття одного поверху з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$

$$0,95\times 5,88\times 4,05 = 22,62\text{кН}$$

Навантаження від власної ваги стіни:

$$0,16\times 1,0\times 2,92\times 2500\times 0,95\times 1,1\times 10^{-2} = 12,25\text{кН}$$

Постійне навантаження на стіну з одного поверху:

$$22,62 + 12,21 = 34,83\text{кН}$$

Постійне навантаження від покриття, яка припадає на стіну:

$$0,95\times 7,88\times 4,05 = 30,32\text{кН}$$

Тимчасове навантаження, яке припадає на стіну одного поверху:

$$0,95\times 1,95\times 4,05 = 7,5\text{кН}$$

Тимчасове навантаження, яке припадає на стіну з покриття:

$$0,95\times 1,4\times 4,05 = 5,39\text{кН}$$

Нормальна сила в стіні першого поверху:

$$N = 34,83 \times 12 + 30,32 + 7,5 \times 13 \times 0,57 + 5,39 + 12,21 = 556,28 \text{ кН},$$

Тут 12,21 кН - власна вага стіни першого поверху.

2.2.3 Розрахунок міцності стіни

$$N \leq \varphi (\gamma_{b2} R_b A_b + R \text{ при B25},$$

$$\text{де } \varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s \leq \varphi_{sb},$$

φ_b и φ_{sb} - коефіцієнти, які залежать від l_0/h и N_1/N

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b A_b},$$

де A_s – площа всієї арматури в перерізах елемента : $R_{sc} = R_s$ для арматури А-

III

У першому наближенні приймаємо:

$$\mu = 0,01$$

$$A_b = 16 \times 100 = 1600 \text{ см}^2$$

$$A_s = 0,01 \times 1600 = 16 \text{ см}^2$$

$$\alpha_s = \frac{410 \times 16}{0,9 \times 14,5 \times 1600} = 0,314$$

$$\text{Вільна довжина стіни } l_0 = 0,5 \times 3,08 = 1,54 \text{ м}$$

$$h = 0,16 \text{ м (розмір перетину колони)}$$

$$l_0 / h = 2,205 / 0,16 = 9,63$$

Тимчасове короткочасне діюче навантаження на стіну з одного поверху:

$$0,95 \times 1,56 \times 4,05 = 6,00 \text{ кН}$$

Тимчасове короткочасне діюче навантаження на стіну з покриття:

$$0,95 \times 0,42 \times 4,05 = 1,62 \text{ кН}$$

Тимчасове короткочасне діюче навантаження на стіну:

$$6,0 \times 13 \times 0,57 + 1,62 = 46,08 \text{ кН}$$

Решта навантаження на стіну тривало діюча:

$$N_1 = N - 46,08 = 556,28 - 46,08 = 510,20 \text{ кН}$$

$$\frac{N_1}{N} = \frac{510,02}{556,28} = 0,92$$

$$\varphi_b=0,905, \varphi_{sb}=0,905; \varphi=0,905+2(0,905-0,905)\times 0,0,314=0,905$$

$$A_s = \frac{\frac{N}{\varphi} - \gamma_{b2} R_b A_b}{R_s} = \frac{\frac{556,28}{0,905} - 0,95 \times 1,45 \times 1600}{41,00} = -41,76 \text{ см}^2$$

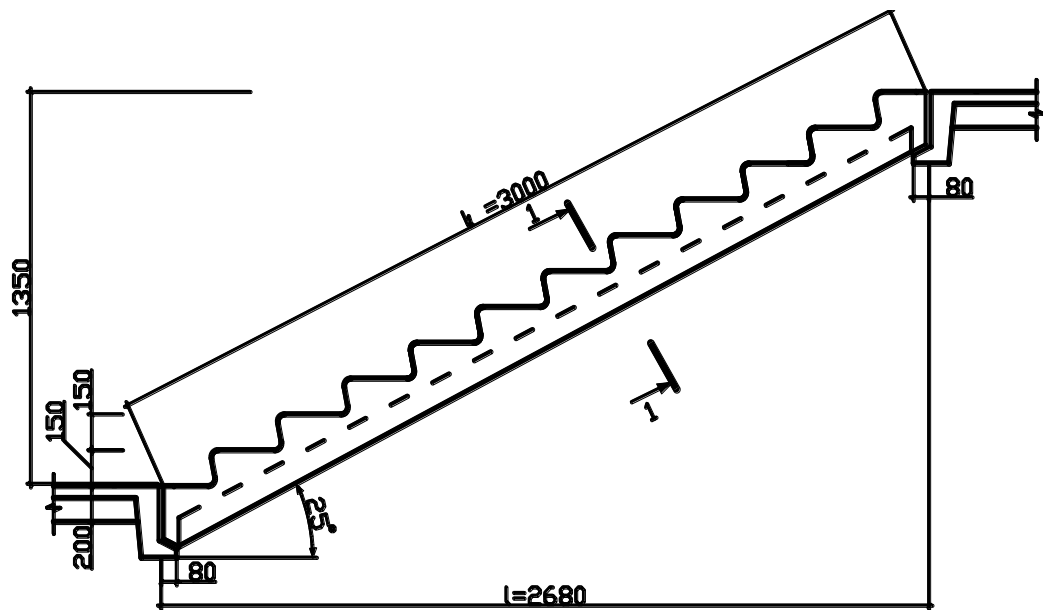
Отже $AS < 0$, то бетонного перерізу досить для сприйняття сили N .

2.3 Перевірка несучої здатності залізобетонного сходового маршу

2.3.1 Вихідні дані

Для розрахунку були прийняті наступні характеристики сходового маршу:

- висота поверху $H=3,0$ м;
- ширина маршу $b=1000$ мм;
- висота ребер $h_p=150$ мм;
- товщина ребра $b_p=100$ мм;
- розміри сходинок маршу 300×150 мм;
- ширина проступів фризових ступенів 220 мм.



1-1

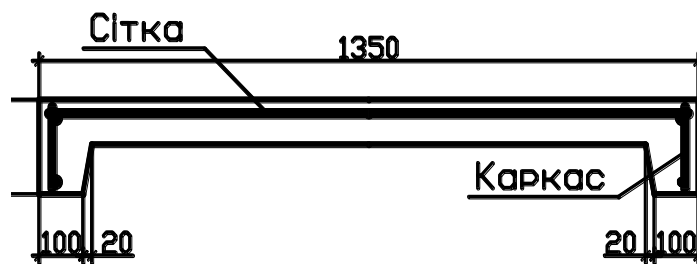


Рис. 2.4 – Геометричні розміри сходового маршу

2.3.2 Розрахункові розміри сходового маршу

Довжина горизонтальної проєкції маршу:

$$\lambda = 300 \times 10 + 220 \times 2 = 2680 \text{ мм}$$

Висота підйому маршу 1350 мм

$$\operatorname{tg} \alpha = 1650 / 3440 = 0.4796 \quad \alpha = 25^\circ$$

$$\cos \alpha = \cos 25^\circ = 0.906$$

Довжина маршу

$$L_1 = \lambda / \cos \alpha = 2680 / 0.906 = 3000 \text{ мм}$$

Марш виготовлений з бетону класу В 20, в якості робочої використана арматура А 400 С, арматура сітки – Вр І.

Розрахункові дані:

$$R_b = 11,5 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{b2} = 0,9;$$

$$R_s = 365 \text{ МПа}.$$

2.3.3 Визначення навантаження на марш

Власна вага типового маршу по каталогу $q^n = 3,6 \text{ кН/м}^2$

Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,1$

Тимчасове характеристичне навантаження $p^n = 3 \text{ кН/м}^2$ (таблиця 3[1]).

Коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження $\gamma_f = 1,2$

Розрахункова повне навантаження, що діє на 1 погонний метр горизонтальної проекції маршу при ширині маршу 1,2 м дорівнює:

$$q_1 = (q^n \times \gamma_f + p^n \times \gamma_f) \times b = (3,6 \times 1,1 + 3 \times 1,2) \times 1,35 = 9,4 \text{ кН/м}$$

Повне розрахункове навантаження, що діє перпендикулярно маршу:

$$q = q_1 \times \cos \alpha = 9,4 \times 0,906 = 8,52 \text{ кН/м}$$

Визначення розрахункового прольоту маршу:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\cos \alpha} = \frac{3,44}{0,906} = 3,8 \text{ м}$$

Приймається наступна розрахункова схема маршу:

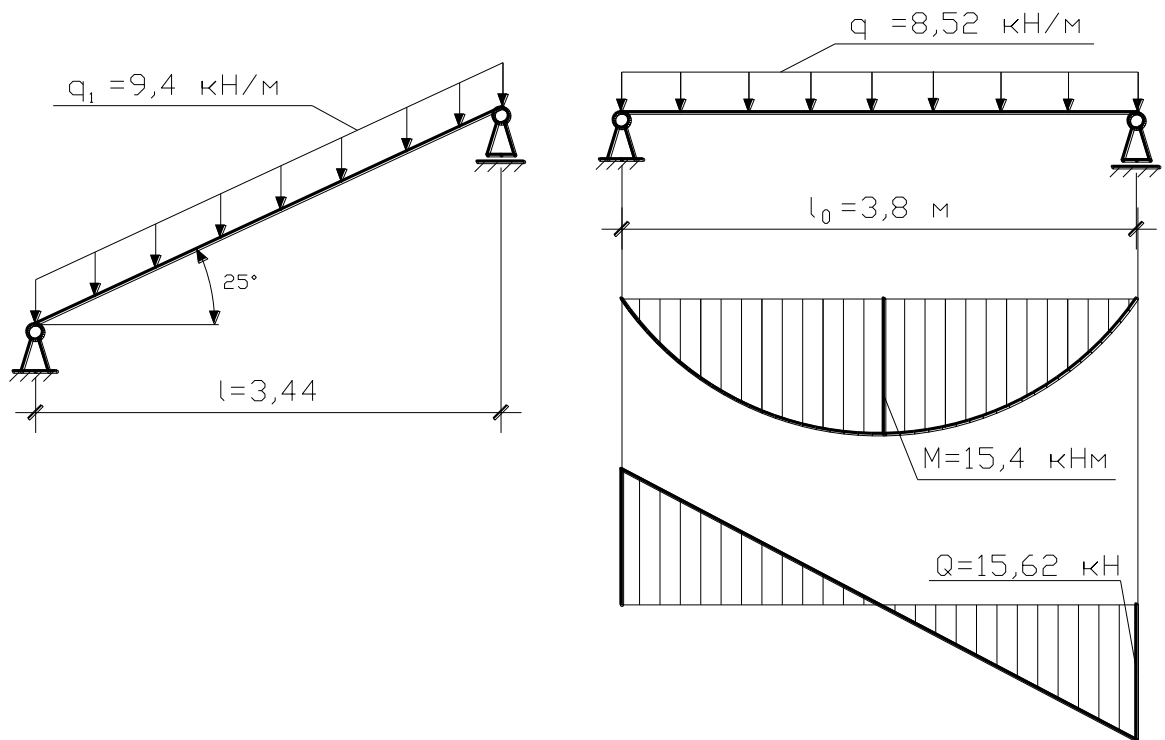


Рис. 2.5 – Розрахункова схема маршу

Визначення максимального розрахункового зусилля:

$$M = \frac{q \times \lambda_0^2}{2} = \frac{8,52 \times 3,8^2}{8} = 15,4 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{q \times \lambda_0}{2} = \frac{8,52 \times 3,8}{2} = 15,62 \text{ кН}$$

2.3.4 Розрахунок маршу за нормальними перерізами

Дійсний переріз маршу замінюється на розрахунковий тавровий з полицею в стислій зоні. При цьому $b=2b_p=2 \times 100=200$ мм.

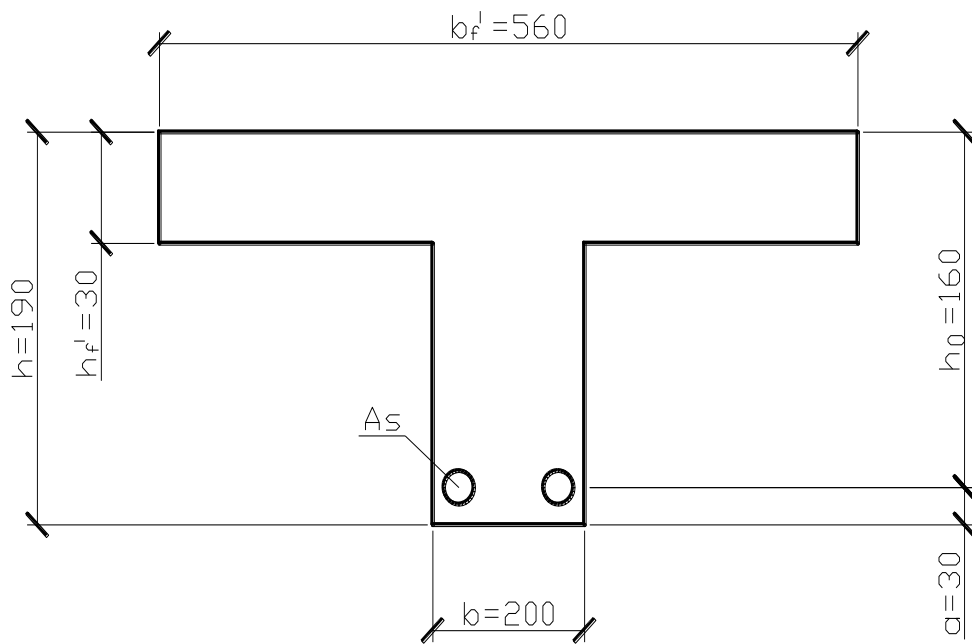


Рис. 2.6 – Розрахунковий переріз маршу

Ширина полиці bf' за відсутності поперечних ребер приймається не більше:

$$bf' = 2 \times \frac{\lambda_0}{6} + b = 2 \times \frac{3800}{6} + 200 = 1470 \text{ мм}$$

$$bf' = 12hf' + b = 12 \times 30 + 200 = 560 \text{ мм}$$

За розрахункове приймається менше з двох значень, тобто остаточно $bf' = 560 \text{ мм}$

Визначення положення нейтральної осі:

$$\dot{I}_f = Rb \times bf' \times hf' \times \left(h_0 - \frac{hf'}{2} \right)$$

$$h_0 = h - a = 190 - 30 = 160 \text{ мм} \text{ – рабоча висота перерізу}$$

$$\dot{I}_f = 11,5 \times 100 \times 0,9 \times 56 \times 3 \times \left(16 - \frac{3}{2} \right) = 2521260 \text{ Імм}^2 = 25,21 \text{ кНм}$$

$$\dot{I} = 14,84 \text{ кНм} < \dot{I}_f = 25,21 \text{ кНм}. \text{ Отже, нейтральна вісь проходить в полиці і}$$

переріз необхідно розраховувати як прямокутний з шириною $bf' = 560 \text{ мм}$.

$$a_0 = \frac{M}{R_b \times bf' \times h_0^2} = \frac{15,4 \times 10^5}{11,5 \times 100 \times 0,9 \times 56 \times 16^2} = 0,1$$

по таблиці приймаємо $\xi = 0,11$ і $\eta = 0,945$.

Для бетону класу В 20 і арматури класу А 400 С приймається $\xi_R = 0,627$ и $a_R = 0,43$

$$\xi = 0,11 < \xi_R = 0,627$$

$a_0 = 0,1 < a_R = 0,43$ Отже марш армований нормально.

Визначення необхідної площі арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \eta \times h_0} = \frac{15,4 \times 10^5}{365 \times 100 \times 0,945 \times 16} = 2,79 \text{ см}^2$$

У кожному ребрі встановлюється по одному каркасу. Приймається 2Ø14 А 400С з $A_s = 3,08 \text{ см}^2$.

Поперечна арматура приймається згідно з таблицею співвідношення діаметрів з умови зварювання і приймається Ø5 ВрІ.

Крок поперечної арматури приймається з конструктивних міркувань і дорівнює:

$$S_1 = \frac{1}{2} \times h = \frac{190}{2} = 95 \text{ мм. Приймається } S_1 = 75 \text{ мм}$$

$$S_2 = \frac{3}{4} \times h = \frac{3 \times 190}{4} = 142,5 \text{ мм. Приймається } S_2 = 100 \text{ мм}$$

Перевірка умови:

$$Q \leq 2,5 \times R_{bt} \times b \times h_0$$

$$2,5 \times R_{bt} \times b \times h_0 = 2,5 \times 0,9 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 16 = 64800 \text{ Н} = 64,8 \text{ кН}$$

$Q = 15,62 \text{ кН} < 64,8 \text{ кН}$. Отже, всю поперечну силу сприймає бетон.

Так як плита працює спільно зі ступенями, її армують конструктивної сіткою:

$$\frac{4BpI - 200}{4BpI - 200} \times 1330 \times 3820.$$

2.4 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

2.4.1 Загальні дані

Безпосередньо ділянка вишукувань розташована на другій правобережній терасі річки Прутєць. З північного сходу ділянка прилягає до тилового шва першої тераси. З південного заходу межує з підніжжям схилу гори.

На досліджуваній ділянці пройдено три свердловини в місцях доступних для буріння. В процесі польових робіт проведено пошаровий опис зустрінутих ґрунтів, відібрано проби глинистих і грубоуламкових зразків для визначення їх фізичних властивостей.

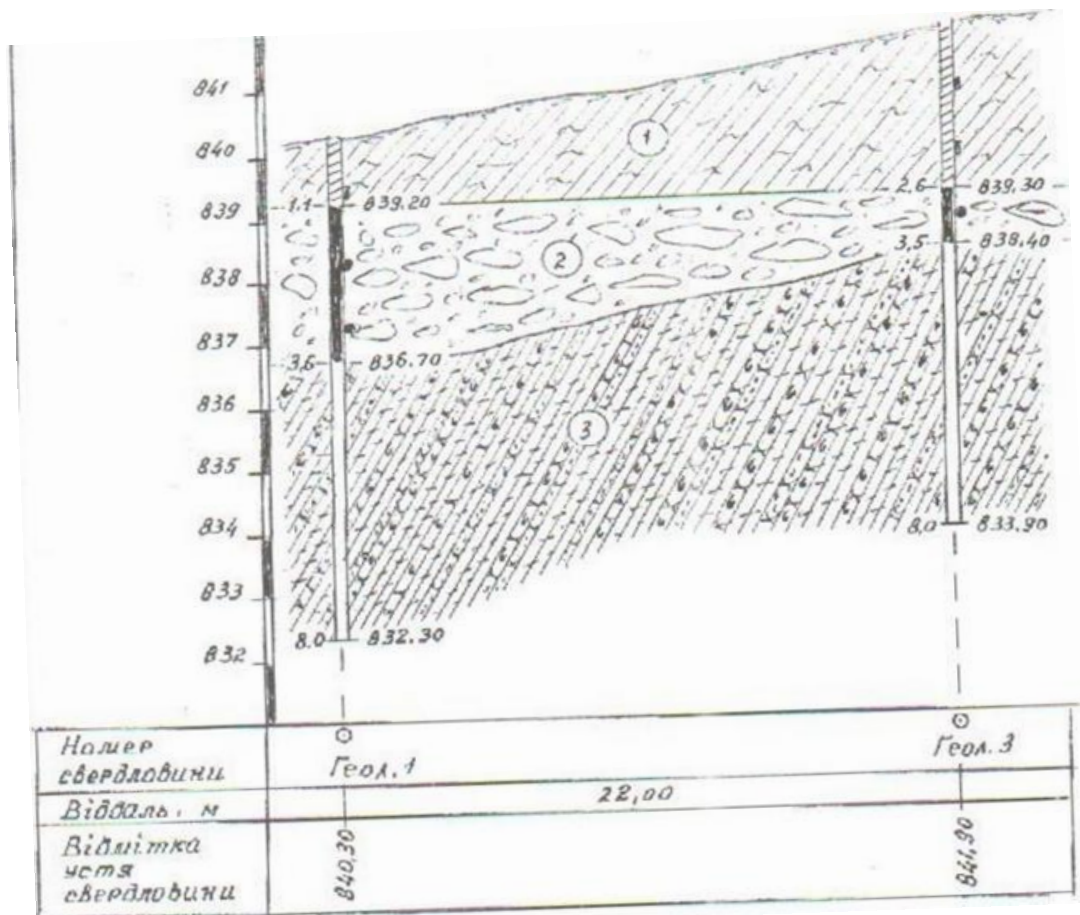


Рисунок 2.2 - Геологічний розріз ділянки по свердловинах 1-3

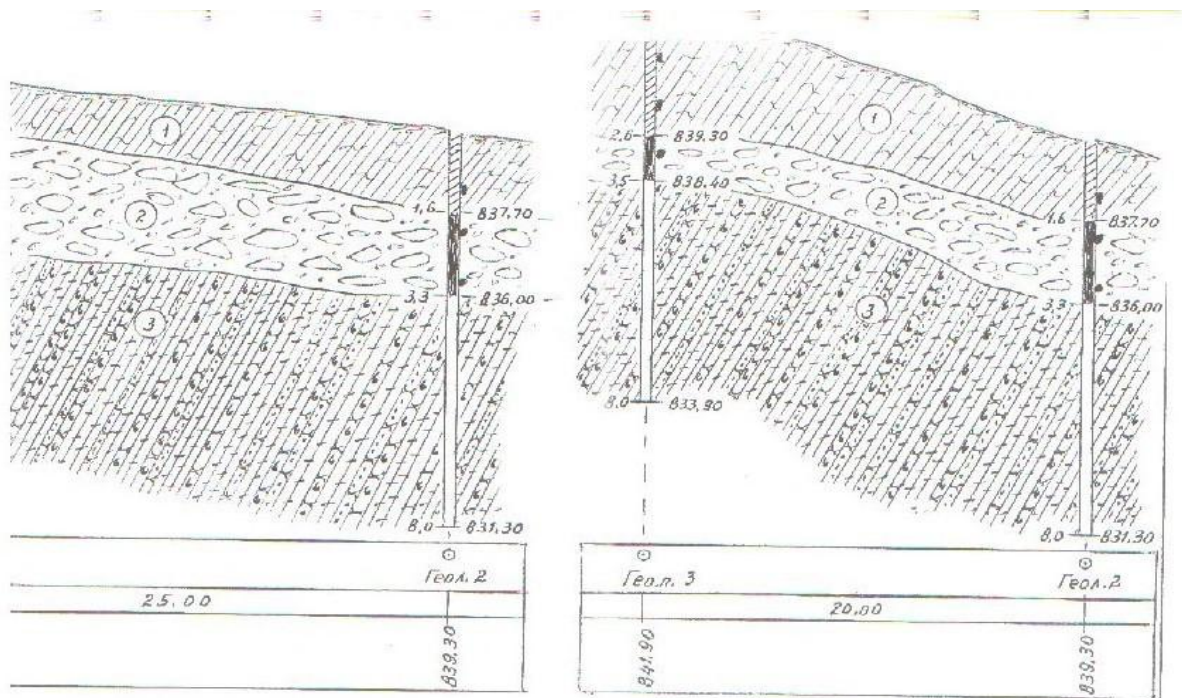


Рисунок 2.2 - Геологічний розріз ділянки по свердловинах 3-2

По результатах польових досліджень і даних лабораторних оприділень ґрунтів розріз ділянки представлений такими інженерно-геологічними елементами (ІГЕ):

ІГЕ-1 - Аллювіально-болотні відклади другої тераси р. Прутець представлені суглинком муловим, сіро голубим, м'яко пластичної консистенції, з рештками болотної рослинності, з корінням дерев. Товщина шару 1,1-2,6 м.

ІГЕ-2 - Аллювіальний грубоуламковий валунний ґрунт з супісковим заповнювачем до 30 відсотків. Валунни і галька пісковиків середньої міцності. Товщина шару 0,9-2,5 м.

ІГЕ-3 - Корінні породи Карпатського шліфа представлені аргілітами, алевролітами і пісковиками. Аргіліти і алевроліти плитчасті тонкошаруваті товщиною 0,02-0,2 м. і складають до 70 відсотків розрізу. Пісковики середньої міцності товщиною 0,02-0,3 м.

2.4.2 Фізико-механічні властивості ґрунтів

Таблиця 2.2 - Фізико-механічні властивості ґрунтів.

Найменування показників	ІГЕ-1	ІГЕ-2	ІГЕ-3
Питома віга ґрунту, γ кН/м ³	20.5	19.0	17.0
Питома вага твердих частинок ґрунту, γ_s кН/м ³	26.6	25.6	27.0
Природна вологість, W в дол. Ед	0.150	0.260	0.34
Коефіцієнт зминання, m_0 кПа ⁻¹	0.060	0.080	0.065
Коефіцієнт фільтрації, k_f м/с	$2.0 \cdot 10^{-5}$	$2.6 \cdot 10^{-7}$	$3.1 \cdot 10^{-8}$
Кут внутрішнього тертя, φ^H	26	21	11
Розрахункове питоме зчеплення c^H кН/м ²	0.015	0.012	0.012
Вологість на межі текучості W_L в дол од	0.210	0.320	0.460
Вологість на межі розкочування W_p в дол од	0.150	0.210	0.245

Обчислюємо наступні характеристики ґрунтів:

1) число пластичності:

$$J_p^1 = W_L - W_p$$

$$J_p^1 = 0.210 - 0.150 = 0.06 \text{ д. од};$$

$$J_p^2 = 0.320 - 0.210 = 0.11 \text{ д. од};$$

$$J_p^3 = 0.460 - 0.245 = 0.215 \text{ д. од}$$

За величиною J_p уточнюємо найменування ґрунтів

2) коефіцієнт пористості:

$$e = \gamma_s \cdot (1 + w) / \gamma - 1$$

$$e_1 = 26.6 \cdot (1 + 0.150) / 20.5 - 1 = 0.492;$$

$$e_2 = 25.6 \cdot (1 + 0.260) / 19 - 1 = 0.698;$$

$$e_3 = 27 \cdot (1 - 0.340) / 17 - 1 = 1.128;$$

3) показник консистенції:

$$J_L = (W - W_p) / (W_L - W_p)$$

$$J_L^1 = (0.150 - 0.150) / 0.06 = 0;$$

$$J_L^2 = (0.260 - 0.210) / 0.11 = 0.45;$$

$$J_L^3 = (0.340 - 0.245) / 0.215 = 0.44;$$

За даними визначимо стан ґрунтів:

- 1 – шар суглинок муловий,
 2 – шар валуни і галька пісковиків середньої міцності,
 3 – шар пісковики середньої міцності.
 4) ступінь вологості:

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$$

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

$$S_r^1 = \frac{0,150 \cdot 26,6}{0,492 \cdot 10} = 0,813;$$

$$S_r^2 = \frac{0,260 \cdot 25,6}{0,698 \cdot 10} = 0,95;$$

$$S_r^3 = \frac{0,340 \cdot 27}{1,128 \cdot 10} = 0,814;$$

Всі три шари насичені водою

- 5) модуль деформації ґрунту

$$E_0 = \beta / m_v;$$

де β - коефіцієнт, характеризує розширення ґрунту, що визначається за формулою:

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

$$\beta_1 = \frac{1 - 2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3} = 0,743;$$

$$\beta_2 = \frac{1 - 2 \cdot 0,35^2}{1 - 0,35} = 0,623;$$

$$\beta_3 = \frac{1 - 2 \cdot 0,42^2}{1 - 0,42} = 0,392;$$

де μ_0 - коефіцієнт відносної поперечної деформації;

m_v – коефіцієнт відносного стиску, визначається за формулою:

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e};$$

$$m_v^1 = \frac{0,06}{1 + 0,492} = 0,04 \text{ МПа}^{-1} = 4,0 \cdot 10^{-5} \text{ кПа}^{-1};$$

$$m_v^2 = \frac{0,08}{1 + 0,698} = 0,0471 \text{ МПа}^{-1} = 4,71 \cdot 10^{-5} \text{кПа}^{-1};$$

$$m_v^3 = \frac{0,065}{1 + 1,128} = 0,031 \text{ МПа}^{-1} = 3,1 \cdot 10^{-5} \text{кПа}^{-1};$$

тоді:

$$E_1 = \frac{0,743}{0,04} = 18,575 \text{ МПа} = 1,86 \cdot 10^4 \text{кН/м}^2;$$

$$E_2 = \frac{0,623}{0,0471} = 13,23 \text{ МПа} = 1,32 \cdot 10^4 \text{кН/м}^2;$$

$$E_3 = \frac{0,392}{0,031} = 12,645 \text{ МПа} = 1,265 \cdot 10^4 \text{кН/м}^2;$$

б) показник просідання:

$$n = \frac{e_l - e}{1 + e};$$

де e_l - коефіцієнт пористості, характеризуючий границю текучості;

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

$$e_l^1 = 0,21 \cdot \frac{26,6}{10} = 0,56;$$

$$e_l^2 = 0,32 \cdot \frac{25,6}{10} = 0,82;$$

$$e_l^3 = 0,46 \cdot \frac{27}{10} = 1,242;$$

$$n_1 = \frac{0,56 - 0,492}{1 + 0,492} = 0,046;$$

$$n_2 = \frac{0,82 - 0,698}{1 + 0,698} = 0,072;$$

$$n_3 = \frac{1,242 - 1,128}{1 + 1,128} = 0,055;$$

7) Визначаємо умовний розрахунковий тиск R_0 :

$$R_0 = \frac{e_2 - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - J_L) \cdot R_{0(1,0)} + J_L \cdot R_{0(1,1)}] \\ + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 + J_L) \cdot R_{0(20)} + J_L \cdot R_{0(21)}]$$

$$R_0^1 = 300 \text{ кН/м}^2;$$

$$R_0^2 = 216,6 \text{ кН/м}^2;$$

$$R_0^3 = 181,7 \text{ кН/м}^2;$$

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЦЬКИЙ

3.1 Постановка задачі дослідження

У науково-дослідницькому розділі, поставлено питання:

- вивчення поняття сейсмічності будівлі та будівельного майданчика, визначити сейсмічну небезпеку з врахуванням впливу ґрунтових умов;
- визначити загальні принципи проектування сейсмічних будівель і споруд, провести сейсмічний моніторинг і паспортизацію об'єктів будівництва, визначити методи досліджень та розрахунків;
- визначити загальні принципи проектування сейсмостійких будівель і споруд;
- провести розрахунок основ і фундаментів;
- провести розрахунок перегородок, балконів, еркерів, архітектурних елементів будівлі;
- провести розрахунок проектування залізобетонних конструкцій
- на основі проведеної роботи зробити висновок узагальнення за результатами дослідження

3.2 Сейсмічність майданчика будівництва

Інтенсивність ймовірних сейсмічних впливів на майданчику будівництва з відповідними періодами повторюваності протягом нормативного строку. Сейсмічність встановлюється у відповідності з картами загального сейсмічного районування та сейсмічного мікрорайонування майданчика будівництва. Вимірюється в балах за шкалою сейсмічної інтенсивності відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-28:2010.

3.3 Загальні принципи проектування сейсмостійких будівель і споруд

Для будівель і споруд заввишки 73,5 м і вище, а також для об'єктів класу наслідків (відповідальності) СС3 згідно з ДСТУ 8855:2019, слід застосовувати вимоги цих норм за сейсмічності майданчика будівництва 6 балів і більше, у тому числі з урахуванням положень 7.12.

При розробленні проектної документації необхідно забезпечувати відповідність проектних рішень вимогам ДСТУ 8773:2018.

Конструктивні схеми будівель і споруд на початку процесу проектування підлягають обов'язковому експертному опрацюванню відповідно до ДБН В.1.2-5:2007.

Проектуючи сейсмостійкі будівлі і споруди, а також підсилюючи будівлі і споруди існуючої забудови, належить:

- приймати об'ємно-планувальні і конструктивні рішення, що забезпечують, як правило, симетричність і регулярність у плані та по висоті будівлі мас, жорсткостей та навантажень на перекриття;

- конфігурацію будівлі і розташування вертикальних несучих елементів приймати такими, щоб перші дві форми власних коливань були поступальними (не крутильними);

- застосовувати матеріали, конструкції та конструктивні схеми, що забезпечують найменші значення сейсмічних навантажень (легкі матеріали, сейсмоізоляцію, інші системи динамічного регулювання сейсмічного навантаження);

- створювати можливість розвинення у певних елементах конструкцій допустимих непружних деформацій;

- виконувати розрахунки конструкцій будівель і споруд з урахуванням нелінійного деформування конструкцій;

- передбачати конструктивні заходи, що забезпечують стійкість і геометричну незмінність конструкцій при розвиненні в елементах і з'єднаннях між

ними непружних деформацій, а також таких, що виключають можливість їх крихкого руйнування;

-забезпечувати раціональне розміщення інженерного обладнання з урахуванням його впливу на рівень сейсмічного навантаження.

У разі використання сейсмоізоляції та інших систем динамічного регулювання сейсмічних навантажень, вибір тієї чи іншої системи, а також розрахунок і конструювання, повинні здійснюватися за участю спеціалізованих організацій.

3.4 Методика розрахунку

Розрахунки споруд на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічного впливу слід виконувати із використанням:

-спектрального методу; ДБН В.1.1-12:2014

-прямого динамічного методу із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або набору синтезованих акселерограм ;

-нелінійного статичного розрахунку, що застосовується за необхідності врахування нелінійної реакції конструкцій та/або в якості альтернативи нелінійному динамічному розрахунку .

Методи, що застосовуються при розрахунках на сейсмічні впливи, наведені в таблиці 3.1.

Розрахунки за спектральним методом слід виконувати для всіх будівель і споруд. У разі розбіжності результатів розрахунку за спектральним методом і прямим динамічним методом слід приймати максимальні значення навантажень (при цьому розрахункові сейсмічні навантаження приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом.

Розраховуючи на аварійне сполучення, температурні кліматичні впливи, вітрові навантаження, динамічні впливи від обладнання і транспорту, тормозні та бокові зусилля від руху кранів не враховуються.

..Визначаючи розрахункове вертикальне сейсмічне навантаження слід враховувати вагу моста крана, вагу візка, а також вагу вантажу, що дорівнює вантажопідйомності крана, з коефіцієнтом 0,3.

Таблиця 3.1 - Методи, що застосовуються при розрахунках на сейсмічні впливи ДБН В.1.1-12:2014

п.п.	Метод розрахунку	Типи будівель (споруд)
1	а) Спектральний метод із застосуванням спрощених розрахункових моделей споруд з урахуванням поступальних коливань згідно з 6.3.1 -6.3.10; б) Спектральний метод із урахуванням, окрім поступальних, крутильних сейсмічних впливів (сейсмічного моменту, нерівномірного поля коливань ґрунту), відповідно до 6.3.11, 6.3.12	Будівлі та споруди простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей, із найменшим розміром у плані не більше 30 м; Будівлі та споруди несиметричні в плані або по висоті; Будівлі каркасні, заввишки понад 50 м у районах сейсмічністю 6 балів
2	Прямий динамічний метод згідно з 6.4 (при цьому розрахункові сейсмічні навантаження та моменти приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом згідно з 1, б) цієї таблиці)	Будівлі та споруди із принципово новими конструктивними рішеннями, які не пройшли експериментальної перевірки; Об'єкти класу наслідків (відповідальності) СС2 і СС3 згідно з ДБН В.1.2-14; Будівлі заввишки понад 16 поверхів і споруди заввишки 50 м і вище і споруди з прольотами понад 30 м; Будівлі та споруди, що оснащені системою сейсмоізоляції та іншими
3	Нелінійний статичний розрахунок	Будівлі простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей, із найменшим розміром у плані до 30 м включно; Будівлі, що оснащені системою сейсмоізоляції та іншими системами регулювання сейсмічної реакції; Будівлі, що експлуатуються в сейсмічних районах, при визначенні їх сейсмостійкості, проектуванні їх

Розрахунок споруд і конструкцій, які мають маси на гнучких підвісках, слід виконувати на основі спеціальних наукових досліджень.

Розрахункове горизонтальне сейсмічне навантаження від ваги мостів і візків кранів слід враховувати в напрямку, перпендикулярному осі підкранових балок.

Зниження кранових навантажень, поДБН В.1.2-2:2006, при цьому не враховується.

3.4.1 Спектральний метод розрахунку

При визначенні розрахункових значень горизонтальних сейсмічних навантажень на будівлі та споруди висотою H , яка перевищує у два і більше разів її ширину B і довжину L допускається приймати розрахункову схему (рис. 3.2, а) у вигляді багатомасового пружно-деформованого консольного стрижня, жорстко закріпленого на основі, який несе зосереджені маси вагою Q_k , розташовані на рівні перекриттів, і здійснює коливальний рух за одним із напрямків (x або y).

При ширині будівлі B , яка в три і більше разів менша від двох інших її розмірів (H і L), допускається приймати розрахункову схему (рис. 3.2, б) у вигляді багатомасового пружно-деформованої перехресної системи із зосередженими у вузлах масами, розташованими на рівні перекриттів.

Як правило, рекомендується використовувати просторові розрахункові динамічні моделі із зосередженими у вузлах масами (рис. 3.2, в).

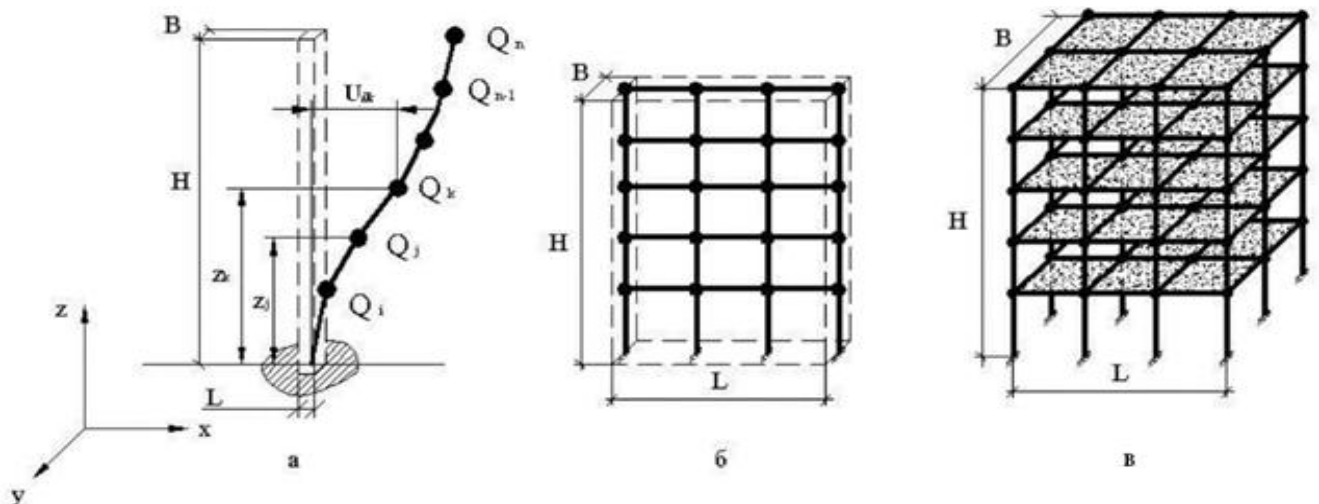


Рисунок 3.2 – Розрахункові схеми будівель і споруд: а – у вигляді багатомасового консольного стрижня; б – у вигляді багатомасової перехресної системи; в – у вигляді просторової динамічної моделі

Розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження S_{ki} , прикладеного до точки k і яке відповідає i -ій формі власних коливань будівлі або

споруди, треба визначати за формулою:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki},$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі і приймається за ДБН В.1.1-12:2014;

k_2 – коефіцієнт відповідальності споруди;

k_3 – коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів, визначається за формулою:

$$k_3 = 1 + 0,06 \cdot (n - 5)$$

де n – кількість поверхів в будівлі. Максимальне значення k_3 приймається не більше 2,0 (в тому числі для рамних, рамно-в'язевих і в'язевих систем), а для стінових і каркасно-стінових конструктивних систем – не більше 1,8;

S_{0ki} – горизонтальне сейсмічне навантаження за i -ою формою власних коливань споруди, що визначається у припущенні пружного деформування конструкцій за формулою:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{gp} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}$$

де Q_k – навантаження, що відповідає масі, прийнятій у якості зосередженої у точці k і визначається з урахуванням коефіцієнтів згідно з 2.1.1. «ДБН В.1.1-12:2014»

a_0 – відносне прискорення ґрунту, яке приймається рівним 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 відповідно для районів сейсмічності 6, 7, 8 і 9 балів; при використанні карт А і В, – в залежності від розрахункових значень a_0 ;

k_{gp} – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів, вводиться, якщо визначення сейсмічності майданчика виконане на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань; ДБН В.1.1-12:2014

β_i – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -ій формі власних коливань будівлі або споруди; приймається відповідно до рис.

η_{ki} – коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або

споруди і від місця розташування навантаження ;

Визначається за формулою:

а) для консольної розрахункової схеми:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}$$

де $U_i(z_k)$ і $U_i(z_j)$ – переміщення будівлі за власних коливань за i -ю формою;

n – число зосереджених навантажень;

б) для перехресної та просторової розрахункових схем:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_{0j})}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}$$

де $\cos(U_{ki}, U_{0j})$ – косинуси кутів між напрямками переміщення U_{ki} і вектора сейсмічної дії U_{0j}

Розрахункові значення поперечної і подовжньої сил, вигинаючого і перекидаючого моментів, нормальних і дотичних напружень N_p в конструкціях від сейсмічного навантаження за умови статичної дії її на споруду слід визначати по формулі:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2},$$

де N_p – зусилля, напруження або інші силові фактори в елементах конструкцій від сейсмічного навантаження;

N_i – значення відповідного фактору зусиль або напружень в перерізі, що розглядається, яке викликане сейсмічними навантаженнями за іншою формою коливань;

Консольні конструкції, вага яких в порівнянні з вагою будівлі незначна (балкони, козирки, консолі для навісних стін і т.п. і їх кріплення), слід розраховувати на вертикальне сейсмічне навантаження при значенні $n = 5$.

Конструкції, що підносяться над будівлею або спорудою і мають в порівнянні з нею незначні перетини і вагу (парапети, фронтони і т.п.), а також кріплення важкого устаткування, що встановлюється на першому поверсі, слід розраховувати з урахуванням горизонтального сейсмічного навантаження, обчисленого за формулами при $n = 5$.

Стіни, панелі, перегородки, з'єднання між окремими конструкціями, а також кріплення технологічного обладнання, слід розраховувати на горизонтальне сейсмічне навантаження по формулах, при n , відповідному даній відмітці споруди, але не менше 2. Сили тертя враховуються лише при розрахунку горизонтальних стикових з'єднань у великопанельних будівлях.

При розрахунку конструкцій на міцність і стійкість крім коефіцієнтів умов роботи, що приймаються відповідно до інших ДБН, слід запроваджувати додатково коефіцієнт умов роботи $m_{кр}$. При розрахунку будівель і споруд (окрім гідротехнічних споруд) завдовжки або шириною більше 30 м крім сейсмічного навантаження, необхідно враховувати крутильний момент відносно вертикальної осі будівлі або споруди, що проходить через його центр жорсткості. Значення розрахункового ексцентриситету між центрами жорсткостей і мас будівель або споруд в даному рівні слід приймати не менше $0,1 B$, де B – розмір будівлі або споруди в плані в напрямі|направленні|, перпендикулярному дії сили S_{ki} .

При розрахунку підпірних стін необхідно враховувати сейсмічний тиск ґрунту.

Розрахунок будівель і споруд з урахуванням сейсмічної дії, як правило, проводиться по граничних станах першої групи. У випадках, обґрунтованих технологічними вимогами, допускається проводити розрахунок по другій групі граничних станів.

3.4.2 Прямий динамічний метод розрахунку із застосуванням розрахункових сейсмічних дій як функцій часу

Прямі динамічні методи розрахунку будівель і споруд належить виконувати з використанням розрахункових акселерограм $a_i(t) = A_i y_i(t)$, де i - номер складової вектора коливань; A_i - максимальне значення амплітуди прискорень; $y_i(t)$ - нормована на одиницю функція, що описує коливання ґрунту в часі. Величина прискорення коливань A_0 на максимальній горизонтальній складовій вектора сейсмічних рухів у точці O , яка знаходиться у сейсмічній зоні з інтенсивністю I на відповідній карті загального сейсмічного районування, розраховується за допомогою формули:

$$A_0 = A_{i_{\max}} = 2^{I + \Delta I - 7 + \frac{d}{D}}$$

де d – відстань від точки O до середини відрізка прямої, проведеної через цю точку так, щоб довжина відрізка D , який відсікається обмежуючими зону ізосейстами, була мінімальною. Значення d додатне, якщо точка O розташована у сторону зростання сейсмічної бальності відносно середини відрізка, і від'ємне - у сторону зменшення;

ΔI – приріст сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика, одержаний при проведенні його сейсмічного мікрорайонування.

Проектуючи особливо важливі об'єкти і об'єкти підвищеної небезпеки у прямих динамічних розрахунках належить використовувати розрахункові акселерограми, які побудовані для заданої вірогідності неперевищення максимальних сейсмічних дій, що відповідає карті ЗСР. Розрахункові акселерограми будуються на основі інструментальних записів сильних і проміжних за величиною землетрусів, що зареєстровані безпосередньо на будівельному майданчику або в умовах, близьких до умов майданчика будівлі або споруди, яка проектується. Величини A_i у цьому випадку визначаються за допомогою робіт щодо уточнення сейсмічної небезпеки майданчика.

При проектуванні нетипових і відповідальних будівель та споруд у прямих динамічних розрахунках допускається використовувати синтезовані розрахункові акселерограми, побудовані з урахуванням умов майданчика і його положення відносно небезпечних сейсмогенних зон. У разі відсутності інструментальних записів для генерації розрахункових акселерограм можуть використовуватись розрахункові методи і дані щодо приросту сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика – ΔI , що одержані при проведенні його сейсмічного мікрорайонування.

3.5 Результати дослідження

Підбір перерізів елементів конструкцій, їх вузлів і з'єднань здійснюється за несучою здатністю у припущенні статичного прикладення сейсмічних навантажень.

У випадках, обґрунтованих технологічними вимогами, допускається виконувати розрахунок за другою групою граничних станів. Розрахунки металевих конструкцій будівель і споруд належить виконувати з урахуванням нелінійного деформування матеріалу.

При розрахунку елементів конструкцій на міцність і стійкість, окрім коефіцієнтів умов роботи, що приймаються у відповідності з іншими нормами, належить вводити додаткові коефіцієнти m , що враховують підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях завантаження.

Наприклад, при розрахунках на міцність для сталевих та дерев'яних конструкцій $m = 1,3$; для залізобетонних конструкцій $m = 1,0 \dots 1,1$.

При розрахунках на стійкість для сталевих стиснутих елементів $m = 1,0 \dots 1,2$.

Перерізи елементів слід приймати не менше ніж отримані за результатами розрахунку на основне сполучення навантажень.

Згідно ДБН В.1.1.-12:2014, карти загального сейсмічного районування – територія Надвірнянського району знаходиться в 6-ти бальній зоні сейсмічності.

Виходячи з цього у проекті прийнята конструктивна каркасна схема будівлі з монолітним залізобетонним ригельним каркасом з ядром жорсткості з сходової клітки та ліфтової шахти та заповненням стін газобетонними блоками АЕРОК.

При будівництві на скельних ґрунтах при сейсмічності 6 балів по верху стовпчастих фундаментів належить укласти залізобетонний ростверк згідно розрахунку.

Для кладки стін, заповнюючи каркас дозволяється застосовувати :

при сейсмічності 6,7,8 балів – блоки газобетонні, об'ємною густиною не менше 1200 кг/м куб , для димових і вентиляційних каналів - короби з металевого каркасу та гіпсокартону.

Відповідно до ДБН В.1.1-12:2014 « Будівництво у сейсмічних районах України» стіни першого, другого, третього, четвертого, поверхів виконуються з монолітного залізобетонного каркасу з ядром жорсткості з керамічної повнотілої цегли М 100 на цементно-піщаному розчині М 50 у складі сходової клітки та шахти ліфту та заповненням газобетонними блоками М 50 на цементно-піщаному розчині М 50.

У сполученнях стін повинні укладатись арматурні сітки , загальною площею перерізу поздовжньої арматури не менше 120 см в кожній бік через 70 см за висотою.

Перегородки виконуються з газобетонних блоків та армуються на всю довжину не рідше , ніж через 70 см за висотою арматурними стержнями, загальним перерізом у шві не менше 0,2 см

Для забезпечення незалежного деформування перегородок необхідно влаштувати антисейсмічні шви уздовж вертикальних торцевих і верхніх горизонтальних граней перегородок і несучих конструкцій будівлі. Ширина швів приймається не менше 20 мм. Шви заповнюються пружним еластичним матеріалом.

Перемички збірні залізобетонні повинні замуруватись у кладку на глибину не менше 350 мм. При ширині отвору до 1,5 м допускається замурування перемичок на глибину 250 мм.

Відповідно до п.п. 7.10.2, 7.10.3 ДБН В 1.1-12:2014 для кладки стін дозволяється застосовувати:

- газобетонні камені, суцільні та пустотілі блоки з бетону (у тому числі з легкого, густиною не менше ніж 800 кг/м^3) марки IVI50 і вище;

- розчини класу міцності на стиск не нижче ніж IVI50 на основі цементу з пластифікаторами та/або спеціальними добавками, які підвищують зчеплення розчину з цеглою або каменем.

- кам'яна кладка повинна мати значення характеристичної міцності на вигин по неперев'язаних швах (нормальне зчеплення) $> 120 \text{ кПа}$

Обпирання залізобетонних перемичок на кам'яні та бетонні стіни повинно бути не менше 250 мм. Переkritтя у вигляді прогонів (балок) з вкладищами між ними повинні бути підсилені за допомогою шару монолітного армованого бетону класу не нижче B15 завтовшки не менше 40 мм.

Перегородки повинні бути прикріплені до вертикальних конструкцій будівель, а при довжині більше 3 м - і до переkritтів. Конструкція кріплення перегородок до несучих елементів будівлі повинна виключати можливість передачі на них горизонтальних навантажень, що діють в їх площині, забезпечуючи при цьому їх стійкість із площини.

Для забезпечення незалежного деформування перегородок необхідно передбачати протисейсмічні шви уздовж вертикальних торцевих і верхніх горизонтальних граней перегородок і несучих конструкцій будівлі. Ширина швів приймається за максимальною величиною перекосу поверхів будівлі при дії розрахункових навантажень, але не менше 20 мм.

Шви заповнюються пружним еластичним матеріалом. Допускається виконувати перегородки підвісними з обмежувачем із їх площини.

Перегородки з газобетонних блоків необхідно армувати на всю довжину не рідше ніж через 70 см за висотою, а перегородки з гіпсових плит не рідше ніж через два ряди арматурними стрижнями загальним перерізом у шві не менше 0.2 см^2 .

Перегородки, міцність яких відповідає результатам розрахунку на навантаження з площини, а також при величині нормативного зчеплення в кладці

менше 60 кПа, належить підсилювати армуванням у зовнішніх шарах штукатурки та введенням додаткових вертикальних і горизонтальних елементів підсилення, з'єднаних з несучими конструкціями будівлі.

Винос балконів у будівлях з цегляними та кам'яними стінами не перевищує 1.5 м.

У покрівлях із дрібно штучних елементів (черепиця, покрівельна плитка тощо) необхідно передбачити кріплення кожного елемента до несучих конструкцій.

Оштукатурювання стель за наявності залізобетонних перекриттів забороняється.

Пінополістиролі плити утеплення повинні бути прикріплені до будівлі на за допомогою дюбелів та спеціального клейового розчину згідно розрахунку.

Граничні розміри елементів будівель повинні бути наступні:

- ширина простінків не менше – 0.64 м;
- ширина отворів не більше – 3.5 м;
- співвідношення ширини простінка до ширини отвору, не менше – 0.3 м;
- виступи стін у плані не більше – 3.5 м.

У каркасній будівлі з монолітними залізобетонними перекриттями, замуrowаними по контуру стіни, у випадку обпирання монолітного перекриття на всю товщину стіни антисейсмічні пояси в рівні цих перекриттів допускається не влаштовувати.

Ділянки стін над горіщним перекриттям, які мають висоту більше 40 см, а також фронти повинні бути підсилені вертикальним армуванням або вертикальними залізобетонними включеннями, з анкерними в антисейсмічний пояс

Перемички повинні замуrowуватись у кладку на глибину не менше 350 мм. При ширині отвору до 1.5 м допускається замуrowування перемичок на 250 мм.

У сполученнях стін мансардного поверху у кладку повинні укладатися арматурні сітки загальною площею перерізу поздовжньої арматури не менше 1 см², завдовжки не менше 120 см у кожний бік через 70 см за висотою.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Влаштування фундаменту

Всі роботи по влаштуванню перекриттів виконувати повністю у відповідності з вимогами ДБН В.2.6-98-2009 "Бетонні та залізобетонні конструкції", ДБН А.3.2-2-2009 "Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення", Проектом виконання робіт (ПВР) розробленого спеціалізованою організацією та розділом креслень марки КЗ стадії Р.

Перекриття МД(монолітні ділянки), плити балконні виконати з бетону класу С20/25, W4, F50.

Стики арматури повинні бути "в розбіжку" з розрахунку 1 стик на 1п.м. та зміщені по довжині +3м, а довжина стика в залежності від діаметра арматури.

Стикування арматурних стержнів між собою виконувати на величину 48 Ø

Торець арматурних стержнів не доводити до краю опалубки на 25мм

Захисний шар нижніх арматурних стержнів - 20мм

Захисний шар верхніх арматурних стержнів - 20мм

Арматурні стержні які перпендикулярно примикають між собою повинні бути перев'язані (з'єднано між собою).

Закладна деталь ЗД-1 закладати у верхню сітку балконної плити у відповідності з кресленнями.

Відстань між арматурними сітками забезпечити за допомогою підставок - дивись відомість деталей. Підставки вкладати з кроком 1000x1000мм.

Верхні і нижні арматурні сітки в торцях плит з'єднати за допомогою позиції 2 (див. Відомість деталей). Вказані елементи розміщувати з кроком 600мм і з'єднувати їх в'язальним дротом.

При виконанні опалубки плити перекриття передбачити опалубку під отвори для інженерних мереж.

Бетонування плит перекриття виконувати безперервно без технологічних швів з ущільненням.

Опалубку демонтувати лише після того, як бетон набрав 70% міцності.

За умовну відмітку $\pm 0,000$ прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці- 845,80

На плані фундаментів в кутах будинку вказані відмітки рівня землі: в чисельнику- « червоні» (проектні) , в знаменнику – « чорні» (існуючі)

Параметри механічних властивостей ґрунтів згідно інженерно-геологічних досліджень.

Основою для фундаментів прийнято ґрунти ІГЕ- 2 (валунний ґрунт)

Нормативна глибина промерзання ґрунту становить 80 см.

Фундаменти розраховані та запроектовані у відповідності з ДБН В.2.1-10:2018 для звичайних умов будівництва при сейсмічності до 7 балів.

Фундаменти запроектовано монолітними залізобетонними з бетону класу С 20/25.

Фундаменти слід укладати на вирівняну бетонну підготовку, товщиною 100 мм.

Горизонтальну гідроізоляцію стін на відм. $-0,02$ виконувати з цементного розчину з відношенням 1:2 цементу і піску, товщиною 30 мм.

Всі вертикальні поверхні стін фундаментів, які прилягають до ґрунту , покрити 2 рази гарячим бітумом. Загальна товщина гідроізоляційної мастики -3-4 мм

Зворотну засипку виконувати м'яким глинистим ґрунтом шарами 200-250 мм зі старанним їх ущільненням.

Навколо будівлі влаштовується бетонна відмостка, шириною 1000 мм , товщиною 50 мм по щебеневій основі 150 мм.

Оскільки ділянка будівництва підтоплюється високим рівнем ґрунтових вод, навколо будинку влаштувати дренажну систему для їх відведення .

Оскільки гідно технічного висновку проведених, підземні води по відношенню до бетону марки W4 слабо агресивні за вмістом агресивної вуглекислоти, для влаштування фундаменту використовується бетон класу W6 . Товщина захисного шару бетону приймається 40 мм при умові влаштування бетонної підготовки , товщиною 100 мм.

При інженерній підготовці майданчика дотримуватись вимог ДБН. При зустрічі під час будівництва засипаних ям та підвалів, не виявлених при розвідуваннях, їх необхідно пройти і фундаменти закласти на ґрунти непорушеної будови. Передбачити випереджуючі заходи по врегулюванню поверхневого стоку з вище розташованих територій та майданчика будівництва на період будівництва та експлуатації споруд шляхом влаштування нагірних каналів. Передбачити випереджуючі заходи по захисту від підтоплення на період будівництва та експлуатації споруд шляхом влаштування дренажу, а всі підпірні споруди повинні бути обладнанні застінним дренажем. Облаштування підпірних стінок проводити короткими захватами та в стислі терміни. Розрахунок підпірних стінок, стійкість відкосів виїмок та стінок котлованів розраховувати згідно існуючих методик. Не допускати тривалого існування виїмок та підрізків.

4.2 Влаштування кладки стін і перегородок з газобетонних блоків

Відповідно до ДБН В.1.1-12:2014 стіни першого, другого, третього, четвертого поверхів виконуються з газобетонних блоків М 75 на цементно-піщаному розчині М 50,

У сполученнях стін повинні укладатись арматурні сітки , загальною площею перерізу поздовжньої арматури не менше 120 см в кожний бік через 70 см за висотою.

Перегородки виконуються з газо бетонних блоків одночасно з кладкою несучих стін та армуються на всю довжину не рідше , ніж через 70 см за висотою арматурними стрижнями, загальним перерізом у шві не менше 0,2 см².

Щоб незалежне деформування перегородок було забезпечено, необхідно влаштувати антисейсмічні шви уздовж вертикальних торцевих горизонтальних граней перегородок і несучих конструкцій будівлі. Ширина швів приймається не менше 20 мм. Шви заповнюються пружним еластичним матеріалом.

Перемички збірні залізобетонні повинні замуруватись у кладку на глибину не менше 350 мм. При ширині отвору до 1,5 м допускається замурування перемичок на глибину 250 мм.

Відповідно до п.п. 7.10.2, 7.10.3 ДБН В 1.1-12:2014 можна брати:

- бетонні камені, суцільні та пустотілі блоки з бетону марки IVI50 і вище;
- розчини класу міцності на стиск не нижче ніж IVI50 на основі цементу з пластифікаторами та/або спеціальними добавками, які підвищують зчеплення розчину з цеглою або каменем.

Кам'яна кладка повинна мати значення характеристичної міцності на вигин по неперев'язаних швах (нормальне зчеплення) > 120 кПа.

4.3 Санітарно-гігієнічні рішення

Проектом передбачено забезпечення вимог щодо інсоляції, природного освітлення, провітрювання, іонізації та мікроклімату приміщень житлового будинку, захисту від шуму, вібрації, електромагнітного і радіоактивного випромінювання згідно з ДБН В.2.2-15:2019. Завдання на проектування розрахований для тимчасового перебування великої кількості людей. Тривалість інсоляції, забезпечується в житлових кімнатах, розташованих з південно-східної та південно-західної сторін. Віконні та дверні заповнення осклені від підлоги до перемичок. Літні приміщення (лоджії не погіршуватимуть інсоляцію приміщень. Згідно проведеного розрахунку інсоляції приміщень з південної сторони , проведених за допомогою інсоляційного планшету Б.А. Дунаєва, для проектування туристичного комплексу в селі Поляниця (48^0 північної широти) становить 5 годин.

Природне освітлення передбачено у всіх житлових кімнатах, кухні, вхідних тамбурах, сходових клітках і загальних коридорах.

Приміщення, що мають природне освітлення забезпечуватимуться через стулки вікон, пристрої часткового відкривання вікон на провітрювання.

Літні приміщення при житлових кімнатах запроектовані відкритими без скління, що забезпечить в них нормованого коефіцієнта природного освітлення та повітрообміну.

Проектом передбачені заходи щодо шумовібропоглинання, які задовольнятимуть вимоги ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму, щодо житлових приміщень: віконні та зовнішні дверні та балконні двері запроектовані з металопластикових тепло-шумо ізолюючих склопакетів з подвійним склом та ущільнювачем.

Допустимі рівні шуму, що створюватимуться у приміщеннях, системою вентиляційна іншим інженерно-технічним обладнанням (насоси, електродвигуни, тощо) прийняті на 5 дБА нижче відповідних гігієнічних нормативів.

Проектований туристичний комплекс, розміщується на житловій сільській вулиці з мінімальними рівнями шумових характеристик. Тому розміщення житлових приміщень з боку сільської житлової вулиці допустиме при забезпеченні вище заходів з шумоізоляції .

Поблизу запроектованого житлового будинку на час виконання проектних робіт відсутня житлова забудова.

Розміщення проєктованого туристичного комплексу на ділянці не перешкоджатиме забезпеченню дотримання вимог чинних нормативних документів щодо інсоляції природного освітлення та захисту від шуму для навколишніх будинків , які можуть бути побудовані на навколишніх ділянках за рахунок достатнього відступу самої будівлі від меж своїх ділянок не менше 5-ти метрів існуючого місцевого внутрішньо-квартального проїзду.

При проектуванні елементів конструкцій , їх з'єднань , а також вентиляційних ґрат передбачено забезпечення умов щодо захисту приміщень від

проникнення паразитуючих тварин і комах з шляхом оброблення дерев'яних конструкцій вогнебіозахисними розчинами. Опорядження стін та підлог, в санвузлах приміщеннях з вологими процесами гігієнічною санітарною плиткою на клейових розчинах, сертифікованих в Україні.

Будівель та опоряджувальні матеріали , у тому числі матеріали , які використовуватимуться для виготовлення вбудованих меблів, систем гарячого та холодного водопостачання, вентиляції, застосовані, повинні забезпечувати в них гігієнічні вимоги відповідно до чинних законодавчих та нормативних документів.

4.4 Протипожежні заходи

Робочий проект туристичного комплексу на діл. Прелуки в селі Поляниця Яремчанської міської ради Івано-Франківської області розроблений за умов максимального забезпечення пожежної безпеки.

Будівлю передбачено виконати з матеріалів та конструкцій, що забезпечать їх вогнестійкість III ступеня.

Дерев'яні елементи даху покриваються сумішшю для вогнезахисного покриття, сертифікованого в Україні.

Замовнику слід забезпечити ТК первинними засобами пожежогасіння.

При будівництві застосовувати будівельні матеріали та вироби, сертифіковані в Україні, а також провести випробування будівельних конструкцій на межу вогнетривкості.

Для забезпечення водою на випадок пожежі використовуватиметься протипожежний резервуар (басейн) та пірс на березі р. Прутець Поляницький , розташований на віддалі 25 м для забору води з твердим покриттям та розворот ним майданчиком 12x12 м.

Ступінь вогнестійкості проектованої будівлі –III.

Під'їзди до проектованої будівлі передбачені з твердим покриттям і можливі з чотирьох сторін. Оскільки об'єм будівлі більший 5 000 м³..нутрішніми пожежними кранами будівля обладнується згідно проекту водопостачання ,

В якості захисту від загорання дерев'яних конструкцій прийнята вогнезахисна обмазка і глибоке просочення антипіреном.

Зовнішнє пожежогасіння здійснюватиметься від запроєктованого пожежного водопроводу та існуючої водойми за допомогою глибинного насосу на віддалі 50 м.

З приміщень кожного поверху передбачено не менш як два евакуаційні виходи на вулицю.

У відповідності з вказівками Держбуду України проектом передбачена герметизація введів інженерних мереж в будівлю. Об'єкт забезпечується вогнегасниками ОП-5, згідно з додатком №3 » ППБВУ»

Для захисту від уражень блискавки необхідно влаштувати блискавкозахист згідно проекту електропостачання та блискавкозахисту .

Віддаль від об'єкту до пожежної частини с. Поляниця – 0,5 км, що дає можливість використання пожежної техніки для гасіння пожежі.

4.5 Заходи з охорони навколишнього середовища

№ п/п	Показники	Характеристика показників Прийняті рішення
1	2	3
1	Вирішення генерального плану, які враховують особливості рельєфу, насаджень, що забезпечують провітрювання території, вільний відвід поверхневих вод.	Генеральний план вирішений із врахуванням особливостей рельєфу, забезпечується вільний відвід поверхневих вод.
2	Використання території	Для будівництва туристичного комплексу
3	Використання земель придатних для сільського господарства	Не передбачається
4	Зберігання існуючих зелених насаджень	Зелені насадження цінних декоративних порід підлягають збереженню
5	Зберігання рослинного шару та рекультивация	Родючий ґрунт передбачається використати в запроєктовані газони

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Організація охорони праці

З метою уникнення надзвичайних ситуацій, підрядна організація, яка здійснює будівельні роботи повинна забезпечити всі умови, для забезпечення безпечних умов праці для робітників.

Безпека на будівельному майданчику (проведення первинних та цільових інструктажів по техніці безпеки) охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

До прикладу, на будівельному майданчику бригадир зобов'язаний забезпечити високу трудову дисципліну серед членів бригади і вимагати від робітників виконання правил внутрішнього розпорядку та правил безпеки праці. Адже, відповідальність за порушення правил з охорони праці на виробництві, в першу чергу, несуть посадові особи, тобто ті особи на яких покладено виконання обов'язків з охорони праці. Завдання керівників і самих виконавців полягає в тому, щоб усунути умови, які сприятимуть появі нещасних випадків, або максимально їх зменшити. Однак ці попереджувальні заходи не можливо своєчасно реалізувати, коли заздалегідь вони технічно і організаційно не підготовлені. Організація цієї підготовки можлива, коли у проектній документації буде передбачений перелік комплексу небезпек, які існують, характер цих небезпек, тяжкість нещасних випадків та заходи попередження нещасних випадків.

Питання щодо забезпечення здорових і безпечних умов праці вирішується також при проектуванні будівельного генерального плану. Детальні питання безпеки праці розробляються в технологічних картах на всі будівельно-монтажні роботи: земляні, цегляні, залізобетонні, монтажні, електромонтажні, санітарно-технічні, оздоблювальні, навантажувально-розвантажувальні, транспортні. Всі

рішення щодо виконання робіт, які передбачають безпечність і повністю виключають елемент ризику при виконанні робочої операції відображаються в складових частинах технологічної карти.

Правильна організація будівельного майданчика і створення безпечних умов роботи є першочерговим етапом здійснення будівництва будь-якого об'єкту і однією з передумов зниження виробничого травматизму і професійних захворювань працюючих.

5.2 Організація будівельних майданчиків, робочих ділянок і робочих місць

Важливо забезпечити будівельні майданчики та виробничі ділянки повинні бути огорожені згідно з ДБН А.3.2-2-2009. Конструкція захисних огорож повинна задовольняти таким вимогам:

-огорожі, що прилягають до місць проходу людей за межами будівельного майданчика, повинні мати висоту не менше ніж 2,0 м і бути обладнані суцільним захисним козирком із несучою здатністю витримувати снігове навантаження, а також навантаження від падіння дрібних предметів;

-огорожі повинні бути без прорізів, крім воріт і хвірток, які охороняються протягом робочого часу і замикаються після закінчення робіт.

Біля в'їзду на будівельний майданчик необхідно встановити схему руху автотранспорту. Транспортні засоби та пішоходи повинні потрапляти на об'єкт будівництва і покидати його через різні проходи і проїзди, що призначені для транспортних засобів і пішоходів. Для доступу в основні робочі зони тимчасові автомобільні шляхи повинні бути обладнані пішохідними переходами з відповідними знаками.

Внутрішні автомобільні шляхи на будівельних майданчиках повинні відповідати вимогам ДБН А.3.1-5:2016, бути обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів і будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху України.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виконання робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год - на поворотах.

Для зміни на період будівництва існуючої схеми дорожнього руху на під'їзних шляхах до будівельного майданчика або для вжиття спеціальних заходів із забезпечення безпеки руху у складі ПОБ розробляється схема дорожнього руху, яка узгоджується з Державтоінспекцією МВС України, місцевими органами влади та організацією, що обслуговує ці шляхи.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення повинні бути освітлені відповідно до вимог ДБН В.2.5-28:2018, ДСТУ А.3.2-15:2011, для запобігання засліплювальній дії освітлювальних приладів на працюючих. Обладнання систем освітлення не повинно створювати ризик ураження електрострумом.

Виконання робіт у місцях, рівень освітленості яких не відповідає вимогам ДСТУ А.3.2-15:2011, не допускається.

У разі виконання робіт у закритих приміщеннях, на висоті, під землею у ПВР повинні бути зазначені шляхи евакуації людей у безпечні зони у випадку небезпечних або аварійних ситуацій.

Всі замкнені простори, в яких виконуються будь-які роботи, повинні бути обладнані вентиляцією та освітленням.

Для піднімання та опускання працівників на робочі місця під час зведення будівель і споруд висотою або глибиною 25 м і більше необхідно використовувати пасажирські або вантажопасажирські підйомники (ліфти).

У разі розташування робочих місць згідно з ПВР на перекриттях навантаження на перекриття від розміщених матеріалів, устаткування, оснащення і людей не повинні перевищувати розрахункові навантаження, передбачені проектом, з урахуванням фактичного технічного стану несучих будівельних конструкцій.

Під час виконання робіт на висоті знизу під місцем виконання робіт необхідно визначити та огородити небезпечні зони. У разі суміщення робіт по одній вертикалі всі робочі місця повинні бути обладнані захисними пристроями

(настилами, сітками, козирками), встановленими на відстані не більше ніж 6,0 м по вертикалі від розміщеного нижче робочого місця.

Технологічні, ліфтові та інші отвори в перекриттях та покриттях для запобігання доступу до них працюючих необхідно закрити суцільними настилами або огородити вздовж периметра згідно з ДСТУ Б В.2.8-43:2011.

Робочі місця, на яких застосовується устаткування, пуск якого здійснюється ззовні, повинні бути обладнані сигналізацією, що попереджує про пуск цього обладнання; за необхідності треба забезпечити двосторонній зв'язок з оператором.

5.3 Експлуатація засобів виконання будівельно-монтажних робіт

Під час експлуатації будівельних машин, засобів механізації, пристроїв, оснащення, ручних машин, інструменту (далі - будівельних машин) повинні бути передбачені заходи та засоби із запобігання впливу на працюючих небезпечних та шкідливих виробничих факторів (ДСТУ 2273-2006):

- підвищений рівень шуму, вібрації, загазованості, запиленості робочої зони машиніста;

- недостатня освітленість робочої зони;

- підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини.

Забороняється експлуатація засобів механізації без передбачених їх конструкцією огорож, блокування, систем сигналізації та інших засобів колективного захисту працюючих.

Вантажопідіймальні крани, підлягають реєстрації в органах державного гірничого нагляду та промислової безпеки відповідно до заяви роботодавця, у власності або в оренді якого перебувають ці крани.

Зона монтажу (демонтажу) будівельної машини повинна бути огорожена або позначена знаками безпеки і попереджувальними написами.

Для забезпечення безпечного виконання робіт вантажопідіймальними кранами необхідно розробити проекти виконання робіт кранами, технологічні карти щодо складування вантажів, навантаження і розвантаження рухомого складу, з якими повинні бути ознайомлені (за власноручним підписом) працівники, відповідальні за безпечне виконання робіт кранами, машиністи кранів, стропальники.

До початку виконання робіт із застосуванням вантажопідіймальних машин керівник робіт повинен згідно з ПВР визначити місце їх установаження, робочу зону машини та межі небезпечних зон, що можуть виникнути під час експлуатації. При цьому повинна забезпечуватись оглядовість робочої зони з робочого місця машиніста. У разі обмеженості поля зору машиніста повинен бути призначений сигнальний; між сигнальником і машиністом повинен бути забезпечений надійний двосторонній зв'язок (телефонний, радіозв'язок). Використання проміжних сигнальників для передачі сигналів машиністу не допускається.

Межі потенційно небезпечних зон під час експлуатації вантажопідіймальних кранів визначаються відстанню від осі повороту крана, яка складається з робочого вильоту вантажного гака крана, плюс половина горизонтальної проекції вантажу, плюс величина відльоту вантажу у випадку падіння (визначається згідно з додатком Е.1), до місця можливого падіння вантажу.

Під час проектування роботи крана необхідно передбачити заходи для запобігання доторканню стріли крана або башти до ліній електропередачі, інших кранів або будівель і споруд.

Небезпечні зони повинні бути окреслені (визначені) на будівельних генеральних планах ПВР.

Межа постійної небезпечної зони крана дорівнює радіусу поворотної платформи машини плюс один метр.

Межі небезпечних зон не повинні виходити за межі будівельних майданчиків або робочих ділянок.

Експлуатація ручного електроінструменту дозволяється у разі дотримання таких вимог:

- перед кожною вдачею інструменту в роботу повинна бути перевірена його комплектність та надійність кріплення деталей, справність захисного кожуху, кабелю (рукава);
- перед початком роботи повинна бути перевірена справність вимикача та машини на холостому ході;
- під час перерв у роботі, після закінчення роботи, під час змащування, очищення, заміни робочого елемента інструменту ручні машини необхідно вимкнути та від'єднати від електричної мережі;
- ручні машини, маса яких із розрахунку на руки працюючого, перевищує 10 кг, повинні мати пристрій для підвішування;
- під час роботи з ручними машинами на висоті необхідно використовувати засоби підмащування (помости);
- нагляд за експлуатацією ручних машин необхідно доручати спеціально призначеній для цього особі.

Під час роботи з пневматичними машинами необхідно:

- забезпечити працівників рукавицями, взуттям на віброізолювальній основі та засобами захисту від виробничого шуму;
- не допускати роботу машини на холостому ході (крім випадків апробації);
- не рідше одного разу на 10 днів ручні пневматичні машини та інструмент необхідно піддавати технічному огляду;
- у разі виявлення несправностей терміново припинити роботу та здати машину в ремонт.

5.4 Надзвичайні ситуації техногенного та природнього характеру

Оскільки об'єкт будівництва «Туристичний комплекс» розташований в с. Поляниця, що відноситься до туристичної зони Карпат, то організації,

підприємства, заводи легкої та важкої промисловості в даному регіоні відсутні. Умови, для виникнення надзвичайних ситуації техногенного характеру виключенні.

Серед надзвичайних ситуацій природного походження в даному регіоні України найчастіше трапляються:

- геологічні небезпечні явища (зсуви, обвали та осипи, просадки земної поверхні);
- метеорологічні небезпечні явища (зливи, урагани, сильні снігопади, сильний град, ожеледь);
- гідрологічні небезпечні явища (повені, паводки, підвищення рівня ґрунтових вод та ін.);
- природні пожежі лісових масивів;

Стихійні явища часто виникають в комплексі, що значно посилює їх негативний вплив. Небезпечні природні явища, переважно, визначаються трьома основними групами процесів - ендогенними, екзогенними та гідрометеорологічними.

Стихійні лиха, що мають місце в даному регіоні, можна поділити на прості, що включають один елемент (наприклад, сильний вітер, зсув або землетрус) та складні, що включають декілька процесів однієї групи або кількох груп, наприклад, негативних атмосферних та геодинамічних екзогенних процесів, ендогенних, екзогенних та гідрометеорологічних процесів.

В Україні щорічно спостерігається до 150 випадків стихійних метеорологічних явищ. Частіше за все повторюються сильні дощі, снігопади, ожеледі, тумани. Рідше бувають пилові бурі, крижані обмерзання.

Для Українських Карпат найбільш характерні сильні зливи, що викликають селеві та зливові потоки, град, сильні вітри, тумани, заметілі, сильні снігопади.

На території Закарпатської, Івано-Франківської та Львівської областей снігопади бувають щорічно протягом січня – лютого. В Карпатах в окремих випадках випадає більше 100 мм.

Для своєчасного реагування на будівництві необхідна схема оповіщення. В разі виникнення надзвичайних ситуацій, необхідно проінформувати керівників підрядних організації, для організації безпечного перебування працівників на об'єкті будівництва, або забезпечити евакуацію до безпечної зони.

Заборонити процес будівництва на зимовий період з метою уникнення впливу природніх факторів на безпеку працівників, які задіяні в процесі будівництва.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дипломній роботі розглянуто будівництво туристичного комплексу в селі Поляниця Яремчанської міської ради Івано-Франківської області, де завданням було дослідження сейсмічних впливів на будівлю.

Провівши сейсмічний моніторинг і паспортизацію об'єкта будівництва, визначено методи розрахунків, які враховано в розрахунки елементів конструкцій при сейсмічних впливах, а саме: основ і фундаментів; перегородок, балконів, еркерів, архітектурних елементів будівлі; розрахунок проектування залізобетонних конструкцій, в ході чого, ми визначили оптимальні конструктивні рішення, для будівництва в сейсмічних зонах.

Вивчення даного питання дає змогу, проектування будівель і споруд, в сейсмічних зонах, з вимогами міцності та надійності, для безпечного перебування та відпочинку людей з мінімальним ризиком, для життя і здоров'я.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво
2. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 СПДБ. Основні вимоги до проектної та робочої документації
3. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень
4. ДБН 360-92** Містобудування планування і забудова міських і сільських поселень
5. ДБН В.2.2-15-2005 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення
6. ДБН В.1.1.7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва
7. ДБН В.2.5-56-2014 Системи протипожежного захисту
8. ДБН В.1.1-12-2014 Будівництво в сейсмічних районах України
9. ДБН В.2.2-17-2006 Доступність будинків і споруд для маломобільних груп населення
10. ДБН В.2.2-25:2009 Будинки і споруди. Підприємства харчування (Заклади ресторанного господарства)
11. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд"
12. ДБН А.3.2-2-2009 "Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення"
13. ДБН В.2.6-98-2009 "Бетонні та залізобетонні конструкції"
14. Закону України "Про будівельні норми" від 05.11.2009 р. № 1704-УІ
15. Постанови Кабінету Міністрів України від 13 квітня 2011 року № 471 "Про затвердження Програми перегляду державних будівельних норм і правил на період до 2015 року"
16. ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, Вентиляція, та Кондиціонування»
17. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 "Будівництво та цивільна інженерія"// Ковальчук Я.О., Крамар Г.М., Мещерякова О.М., Тернопіль, 2020. – 56 с.