

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

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект анодно-монтажного цеху в Запоріжжі

Виконала: студентка 4 курсу, групи МБ-41
спеціальності _____

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис) Доскач А.І.
(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис) Баран Д.Я.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис) Мещерякова О. М.
(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис) Ясній В. П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис) Качка О. І.
(прізвище та ініціали)

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2025 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студента Доскача Артура Івановича

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт анодно-монтажного цеху в Запоріжжі

Керівник роботи Баран Денис Ярославович. к.т.н., доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 24 » 01 2025 року № 4/7-48

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи

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

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б. доцент		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студентка

(підпис)

Доскач А. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Баран Д. Я.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	7
1.1 Характеристика району будівництва та будівельного майданчика.....	7
1.2 Кліматичні умови майданчика	7
1.3 Гідрогеологічні умови майданчика.....	8
1.4 Об'ємно-планувальне рішення.....	10
1.5 Архітектурно-конструктивне рішення.....	10
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	14
2.1. Компонування конструктивної схеми каркаса виробничої будівлі.....	14
2.1.1 Розбивка сітки колон	14
2.1.2 Визначення основних розмірів поперечника	14
2.1.3 Система зв'язків	15
2.1.4 Зв'язки за покриттям	16
2.1.4 Вибір огорожувальних конструкцій будівлі.....	19
2.2 Розрахунок поперечної рами	20
2.2.1 Вибір розрахункової схеми рами.....	20
2.2.2 Збір навантажень на раму.....	21
2.3. Розрахунок і конструювання кроквяної ферми.....	27
2.3.1. Вихідні дані.....	27
2.3.2. Визначення навантажень і розрахункових зусиль у стрижнях кроквяної ферми	27
2.3.2 Підбір і перевірка перерізів стрижнів ферми	30
2.4. Розрахунок і конструювання металевих сходів	32
2.4.1. Вихідні дані.....	32
2.4.2. Збір навантажень	33
2.4.3. Розрахунок	33
РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	34
3.1 Вихідні дані.....	34

3.2 Аналіз інженерно-геологічних даних та оцінка ґрунтових умов.....	39
3.3 Проектування фундаменту неглибокого закладення	39
3.3.1 Вибір глибини закладення фундаменту.....	39
3.3.2 Визначення тисків під подошвою фундаменту.....	40
3.3.3 Розрахунок осідання фундаменту і перевірка умови за деформаціями....	41
3.3.4 Конструювання та розрахунок залізобетонного фундаменту	41
3.4. Проектування пальового фундаменту із забивних паль	44
3.4.1. Вибір висоти ростверку і довжини паль	44
3.4.2 Визначення несучої здатності паль	44
3.4.3 Визначення кількості паль і розміщення їх у фундаменті.....	45
3.4.4 Приведення навантажень до подошви ростверку.....	46
3.4.5 Визначення навантажень на кожну палю	46
3.4.6 Розрахунок паль на горизонтальне навантаження.....	46
3.4.7 Конструювання ростверку.....	47
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	50
4.1 Заходи з пожежної безпеки	55
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	58
БІБЛІОГРАФІЯ.....	59

ВСТУП

Проектування промислових будівель, зокрема виробничих підрозділів підприємств металургійної галузі, є важливим етапом у забезпеченні безперервної та ефективної роботи виробництва. У межах даної кваліфікаційної роботи виконано архітектурно-будівельне, конструктивне та інженерне проектування анодно-монтажного відділення алюмінієвого заводу, що розміщується у промисловій зоні міста Запоріжжя. Об'єкт запроектовано в одноповерховому об'ємно-планувальному рішенні, із застосуванням металевого каркасу, огорожувальних конструкцій з сендвіч-панелей та сучасних технологій інженерного захисту. Розрахункова схема передбачає використання просторово жорсткої рамно-зв'язкової конструкції, що забезпечує стійкість і довговічність будівлі при дії розрахункових навантажень. Проект містить інженерно-геологічний аналіз майданчика, розрахунок елементів каркаса та покриття, а також порівняння варіантів фундаментів — стрічкових і пальових.

Актуальність роботи. Розробка ефективних і економічно обґрунтованих конструктивних рішень для сучасних промислових об'єктів є нагальною потребою українського будівництва. Особливої актуальності набуває створення нових виробничих потужностей у стратегічно важливих регіонах із урахуванням кліматичних та гідрогеологічних умов. Проектування анодно-монтажного відділення потребує глибокого аналізу та оптимізації технічних рішень, що забезпечують технологічну безпеку, пожежну стійкість, надійність та економічність будівництва.

Мета роботи полягає у комплексному проектуванні анодно-монтажного відділення алюмінієвого заводу з урахуванням нормативних вимог, місцевих умов будівництва, а також сучасних підходів до конструктивного, архітектурного й інженерного вирішення промислових споруд.

Завдання кваліфікаційної роботи:

- здійснити архітектурно-планувальне рішення виробничої будівлі;
- визначити та обґрунтувати конструктивну схему каркаса;

- виконати розрахунок основних несучих елементів (рам, ферм, колон, сходів);
- проєктувати варіанти фундаментів залежно від геологічних умов (стрічкові й пальові);
- забезпечити відповідність об'єкта вимогам пожежної безпеки та охорони праці.

Практичне значення одержаних результатів полягає у розробці реального технічного рішення для будівництва промислового відділення із можливістю подальшої реалізації на конкретному проммайданчику. Обґрунтовані інженерні рішення можуть бути адаптовані для проєктування аналогічних виробничих об'єктів з урахуванням регіональних особливостей.

Ключові слова: виробнича будівля, каркас, ферма, фундамент, навантаження.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Характеристика району будівництва та будівельного майданчика

Будівля анодно-монтажного відділення розташовується на будівельному майданчику алюмінієвого заводу в Запоріжжі.

Особливо охоронюваних природних територій (заповідники, заказники, пам'ятки природи тощо) на ділянці будівництва заводу немає.

Транспортний зв'язок проектного заводу існуючою мережею залізниць буде здійснюватися по проектованому під'їзної колії протяжністю 6,5 км з примиканням до залізничної колії

Наразі споруд водопостачання з необхідними обсягами для потреб нового заводу немає. Зовнішнє водопостачання заводу намічається здійснювати з поверхневих джерел води. У період експлуатації заводу виробниче водопостачання здійснюватиметься замкнутим оборотним циклом, для чого на заводі запроектовано два вузли оборотного водопостачання.

1.2 Кліматичні умови майданчика

Згідно з ДБН "Будівельна кліматологія" передбачуваний район будівництва належить до кліматичного району 2.

Температура повітря

Період з від'ємними середніми місячними температурами триває з жовтня по квітень, середня тривалість періоду 150-170 днів. Найхолодніший місяць - січень, його середня багаторічна температура становить -24.4°C . Абсолютний мінімум температури повітря -28°C . Характерною особливістю зимового періоду є інверсії температури. Стійкі інверсії спостерігаються вже в другій половині листопада, у приземному шарі відбувається різке зниження температури повітря. У квітні зимові інверсії руйнуються. Перехід температури через 0°C навесні відбувається наприкінці другої декади квітня. Найтепліший місяць - липень, його середня

багаторічна температура 17,2 °С, абсолютний максимум +38 °С. Перехід температури через 0 °С восени відбувається на початку другої декади жовтня.

Вологість повітря

Відносна середньорічна вологість повітря, що характеризує ступінь насичення повітря водяною парою, у районі, що розглядається, досить висока - понад 70%, протягом року вона коливається в широких межах (від 50 до 80%).

Опади та сніговий покрив

Опади випадають із жовтня до квітня, рідкі - з травня до вересня, на холодний період року припадає 25-40% річної суми опадів, на теплий - 60-75%. Місячний максимум опадів припадає на серпень. Поява снігового покриву відзначається в першій декаді жовтня і утворення стійкого снігового покриву в другій-третьій декаді жовтня.

Вітер

Погода над територією, що розглядається, у зимовий період має антициклонічний характер, за якого спостерігається велика повторюваність штилів. Середні швидкості вітру взимку, як правило, не перевищують 2,5 м/с, за винятком окремих пунктів, де через місцеві особливості швидкості досягають 4-6 м/с. У зв'язку з розвитком циклонічної діяльності навесні, середні місячні значення швидкості вітру зростають, досягаючи найбільших значень у році. Влітку середні швидкості вітру знову зменшуються і дещо збільшуються восени. Оозрахункова величина вітрового тиску для II району становить 30 кг/м². Переважний напрямок вітрів - західний і південно-західний.

1.3 Гідрогеологічні умови майданчика

Гідрогеологічні умови району характеризуються наявністю двох водоносних комплексів.

Перший водоносний комплекс приурочений до алювіальних відкладень долини р. Дніпро та її приток. Залягає близько до денної поверхні. Другий водоносний комплекс приурочений до тріщинуватих порід осадового комплексу.

Глибина залягання водоносного комплексу, залежно від висотних відміток місцевості, коливається від 30-40 до 70-80 м від поверхні. За хімічним складом і фізичними властивостями вода придатна для господарсько-питних цілей.

Покривні відкладення схилів і вододілів, як правило, безводні, але можливе формування верховодки.

Гідрогеологічні умови безпосередньо в районі розміщення підприємства характеризуються наявністю підземних вод у територіально-осадових відкладах. Усталений рівень води фіксується на глибині 9.9 - 31.2 м, що відповідає абсолютним відміткам 246.0-248.5 м. Підземні води мають слабкий напір. Напрямок руху - північно-східний у бік р. Дніпро.

За даними інженерно-геологічних вишукувань, геологічний розріз майданчика представлений такими ґрунтами:

- ґрунтово-рослинний шар - 0,2 м;
- суглинок темно-коричневий, делювіальний, мерзлий до 1.3 м, потужність шару коливається від 0.9 до 3.0 м;
- пісковик вивітрений до супіску піщаного, рудий із плямами гідроокислів заліза. Ґрунт сухий, твердої консистенції. Потужність шару коливається від 1.3 до 2.5 м;
- корінні породи, представлені пісковиками на глинистому цементі, пісковики руді, з великим вмістом лімоніту. В інтервалі 4.5-4.55 м малопотужний прошарок конгломерату з глинистим цементом. З глибини 11.0 м пісковик рудий із плямами та прошарками пісковика світло-сірого. Потужність шару коливається від 3.9 до 16.8 м.

Сейсмічність району - 6 балів.

Рекомендований тип фундаменту будівель і споруд на проммайданчику - стрічковий на корінних породах. З огляду на те, що під час планування майданчика північна і східна його частини будуть сплановані насипними ґрунтами, тут рекомендується пальовий тип фундаменту. Загалом майданчик за геологічними, геоморфологічними, гідрогеологічними, інженерно-геологічними умовами визнано сприятливим для будівництва [2].

1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Проектована будівля визначена розміром в осях 60×228м. Висота будівлі до низу ферм прийнята +9,750м.

За умовну позначку 0.000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці 262,650 м у балтійській системі висот.

Проектована будівля виконується в сталевому одноповерховому каркасі з покриттям по сталевих кроквяних фермах. Просторова жорсткість забезпечена системою вертикальних і горизонтальних зв'язків. Будівля опалювальна.

Фундаменти стовпчасті монолітні на природній основі. По периметру будівлі передбачено вимощення шириною 2м.

Стіни і покриття передбачені з сендвіч-панелей на основі мінераловатної плити. Вихід на покрівлю металевими сходами. Водостік організований. Стрічкове скління в алюмінієвих палітурках. Ворота ролетні індивідуального виконання .

Ступінь вогнестійкості -IV.

Об'ємно-планувальні показники:

Площа забудови - 15956,5 м² Загальна площа - 15864,5 м² Будівельний обсяг - 204015,4 м³

1.5 Архітектурно-конструктивне рішення

Рішення розроблено з урахуванням чинних містобудівних, планувальних, протипожежних і санітарно-технічних норм проектування.

Фундаменти - стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти.

Конструктивна схема будівлі - рамно-зв'язковий каркас. Каркас будівлі складається з поперечних суцільностінчастих рам, прогонів, вертикальних зв'язків.

Поздовжня жорсткість каркаса забезпечується вертикальними зв'язками. Зовнішні стіни:

а) з відм.+1.200 безкаркасні панелі стінові металеві тришарові з утеплювачем із негорючих мінераловатних плит типу "сендвіч" з акрилсиліконовим покриттям

$b=150\text{мм}$, схеми розташування стінових панелей виконує завод-виготовлювач.

б) в осях Д-Д/2, 2/1-5 - цегляні затовшки 380мм із шаром $b=30\text{мм}$ штукатурки по сітці.

Цоколь із відм. -0.300 до відм. +1.185 - цокольні тришарові панелі довжиною 6м з утепленням із плит - ROCKWOLL затовшки 50мм і захисного шару $b=30\text{мм}$ зі штукатурки по сітці з облицюванням керамічною плиткою; у простінках - монолітний залізобетонний затовшки 160мм з утепленням із плит - ROCKWOLL затовшки 150мм і захисним шаром $b=30\text{мм}$ зі штукатурки по сітці з облицюванням керамічною плиткою.)

Внутрішні стіни та перегородки:

а) цегляні товщиною 120 і 250 мм;

б) безкаркасні стінові панелі металеві тришарові з утеплювачем із мінераловатних плит типу "сендвіч" товщиною 100 мм;

в) сталеві профільовані листи з акрилсиліконовим покриттям по сталевих ригелях;

г) в адміністративно-побутових приміщеннях - поелементної збірки з гіпсокартонних листів.

Покрівля - плоска з організованим водостоком, з наплавленого рулонного матеріалу на мінераловатних плитах, покладених на сталевий профільований лист.

Для захисту будівельних конструкцій і фундаментів від руйнування передбачено:

— антикорозійний захист елементів конструкцій відповідно до вказівок [26]. Металоконструкції пофарбувати за [26]. Вироби, пошкоджені під час складання, ділянки оцинкованого покриття, пошкоджені під час постановки покрівельних шурупів, і самі місця їх установлення мають бути захищені в побудовних умовах протекторними ґрунтовками у 2 шари загальною товщиною 100 мм.

— для залізобетонних конструкцій, що перебувають на відкритому повітрі, передбачено відповідну марку бетону за морозостійкістю (F75).

— для фундаментів і залізобетонних конструкцій, що перебувають у

грунті, передбачено відповідну марку бетону за морозостійкістю (F50,F100); також передбачено гідроізоляцію фундаментів - обмазка гарячим бітумом за два рази по холодній бітумній мастиці [25].

Протипожежні заходи:

По осі "Д" виконати протипожежну стіну 1-ого типу (REI150) із цегли $b=250$ мм, що відокремлює прибудову з адміністративно-побутовими приміщеннями від виробничої будівлі, зі встановленням у ній протипожежних дверей 1-ого типу (REI75).

Вбудова в осях "5-7" за віссю "В" відокремлена від виробничих приміщень протипожежною перегородкою, виконаною за системою "КНАУФ" із подвійною обшивкою ГКЛО $b=12,5$ мм, що має межу вогнестійкості EJ90 .

Сходові клітки адміністративно-побутових приміщень 1-ого типу з виходом назовні. Двері сходових кліток мають бути обладнані приладами для самозакривання та ущільненням у притворах.

а) Стіни сходової клітки - із цегли $b=250$ мм із межею вогнестійкості REI90.

б) Несучі елементи металевого каркаса маршів і майданчиків захистити складом вогнезахисним спінювальним " завтовшки покриття 3 мм до досягнення межі вогнестійкості R60 (3-тя група вогнезахисної ефективності).

У перекриттях приміщень гідравлічних і електричних модулів поверхню профлиста з боку приміщення захистити вогнезахисною сумішшю завтовшки покриття 2,2 мм .

Шви між перекриттями і стінами, між зовнішніми стінами і перегородками в венткамерах і сходових клітках ретельно закрити на всю висоту і ширину швів мінеральною ватою марки НГ із заповненням протипожежним герметиком СР 6015 / СР 606 (HILTI) на глибину 100 мм з двох сторін.

Місця проходу транзитних повітропроводів, трубопроводів систем опалення, водопроводу ущільнюються мінеральною ватою (НГ), забезпечуючи нормовану межу вогнестійкості огорожень.

Для забезпечення гасіння пожежі та рятувальних робіт будівля має дві пожежні драбини типу П2. Для переходу з покрівлі в осях 6-8 3 на покрівлю

виробничої будівлі передбачено пожежну драбину типу П1.

Покрівля будівлі виконана з рулонного матеріалу "Техноеласт" з утепленням з негорючих мінераловатних плит (ROCKWOOL). У покрівлі виконано протипожежні пояси завширшки 6 м (див. план покрівлі) з бетонних плиток $250 \times 250 \times 25$ по шару геотекстилю [26].

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Компонування конструктивної схеми каркаса виробничої будівлі

2.1.1 Розбивка сітки колон

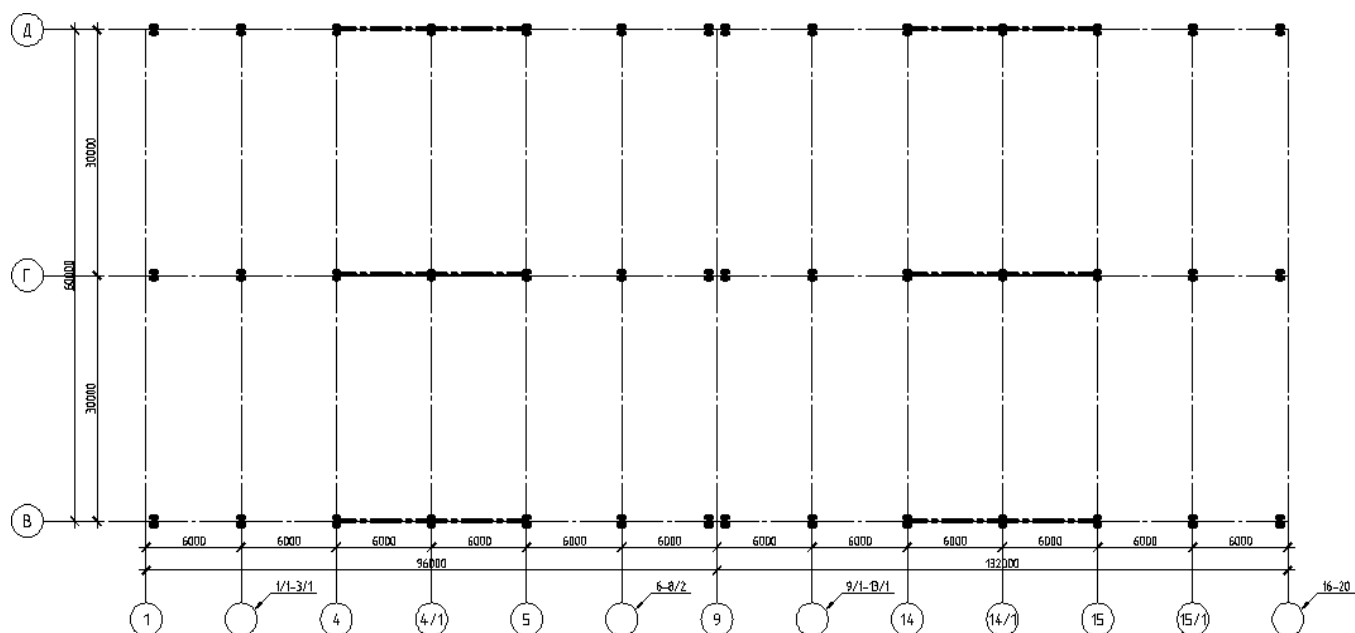


Рисунок 2.1 – План колон на позначці 0.000

Призначаємо крок колон $B = 6$ м і спираємо на них безпосередньо кроквяні ферми. Прив'язку зовнішньої грані колони до поздовжніх координаційних осей приймаємо рівною 250 мм.

Приймаємо жорстке сполучення колон із фундаментом і ригелів із колонами каркаса.

2.1.2 Визначення основних розмірів поперечника

Вертикальні розміри поперечної рами:

1. Висота до низу кроквяних конструкцій: 9,6 м.
2. Повна довжина колони $H = H_0 + H_b = 9450 + 250 = 9700$ мм,
3. де H_b - заглиблення опорної плити бази колони нижче нульової позначки.

4. Висота ферми на опорі гнутих профілів.

$h_{r0} = 2900$ мм. Ферма виконана зі сталевих

Горизонтальні розміри (рисунок 2.3).

1. Проліт будівлі за завданням $L = 30$ м.

2. Прив'язка зовнішньої грані колони до розбивочної осі $a = 250$ мм.

3. Колона виконана зі складеного двотавра.

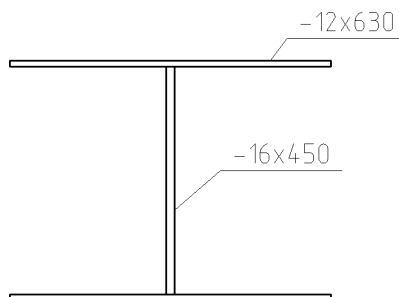


Рисунок 2.2 – Переріз колони

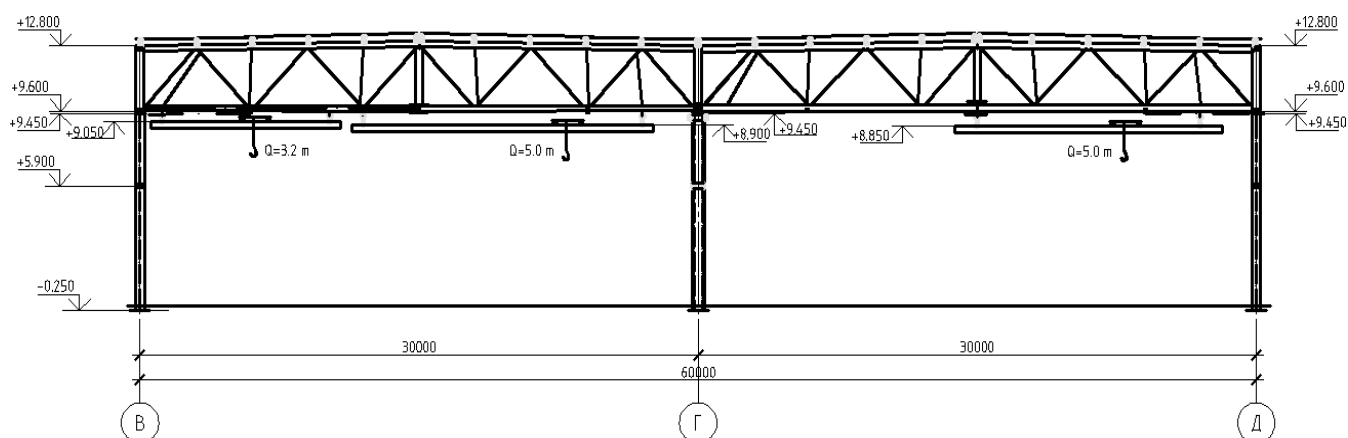


Рисунок 2.3 – Компонувальна схема поперечної рами

2.1.3 Система зв'язків

Компонування конструктивної схеми каркаса включає постановку зв'язків по покриттю будівлі і між колонами. Вони призначені для створення геометрично незмінюваної просторової конструкції каркаса; зменшення розрахункових довжин елементів конструкцій; сприйняття вітрових і гальмівних навантажень; забезпечення просторової роботи каркасу і проєктного положення елементів

каркаса в процесі монтажу та експлуатації.

2.1.4 Зв'язки за покриттям

Під час проектування покриття мають бути передбачені такі системи зв'язків:

- горизонтальні зв'язки в площині верхніх поясів кроквяних ферм;
- горизонтальні зв'язки в площині нижніх поясів кроквяних ферм;
- вертикальні зв'язки між кроквяними фермами.

На малюнку 4 представлено схеми зв'язків за прогонової системи покриття і кроку вертикальних зв'язків між фермами бм. Роль розпірок виконують зв'язкові підкроквяні ферми. У нульових точках ферма закріплена від горизонтальних зсувів прогонами і далі зв'язками.

Зв'язки по нижніх поясах ферм включають поперечні та поздовжні зв'язкові ферми, а також розтяжки. Поперечні зв'язкові ферми встановлюють у торцях будівлі. Розв'язку зв'язкових блоків із нижніми поясами інших кроквяних ферм здійснюють поздовжніми зв'язковими фермами, розпорами і розтяжками.

Поздовжні зв'язкові ферми спільно з поперечними утворюють незмінний диск на рівні нижніх поясів кроквяних ферм. Вони забезпечують просторову роботу каркаса в разі локальних горизонтальних впливів, перерозподіляючи їх між поперечними рамами і забезпечуючи їхню спільну роботу.

Додатково до зв'язків у площині нижніх поясів ферм для зменшення гнучкості елементів поясів із площини ферм встановлюють розпірки і розтяжки. Розпірки розташовують по всіх рядах колон, розтяжки - у середній частині кожного прольоту.

Вертикальні зв'язки між кроквяними фермами забезпечують просторову незмінність намету, як у процесі монтажу, так і під час експлуатації споруди. Вони утримують кроквяні ферми в проектному (вертикальному) положенні. Встановлюють їх у місцях розташування поперечних зв'язків.

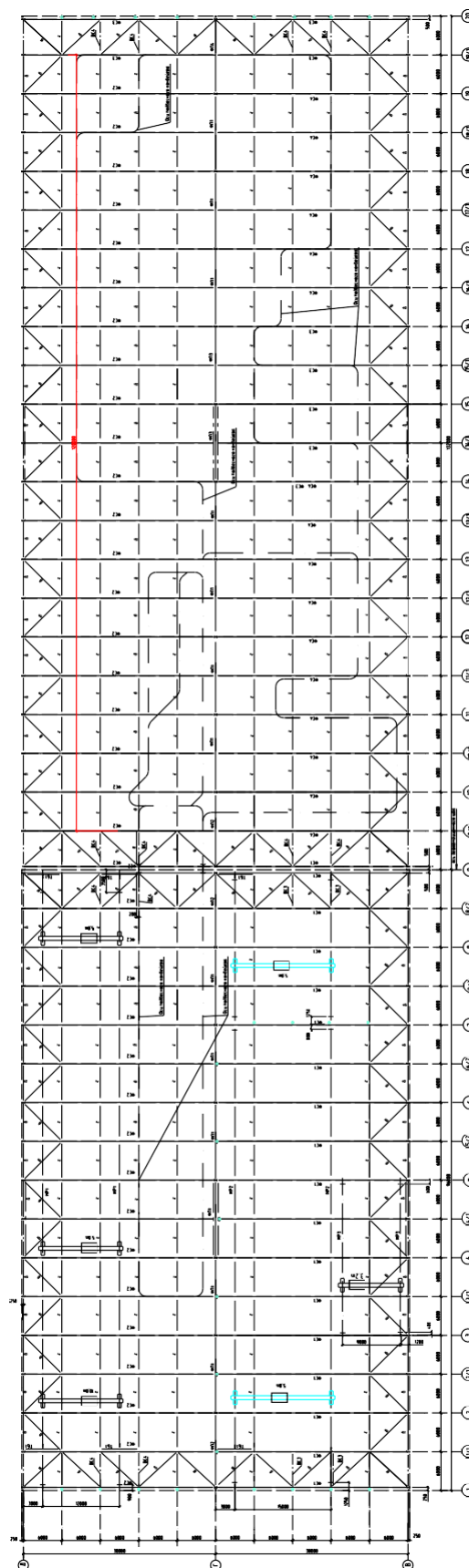


Рисунок 2.4 – Схема розташування кроквяних і підкроквяних ферм, зв'язків по нижньому поясу ферм і шляхів підвісних кранів

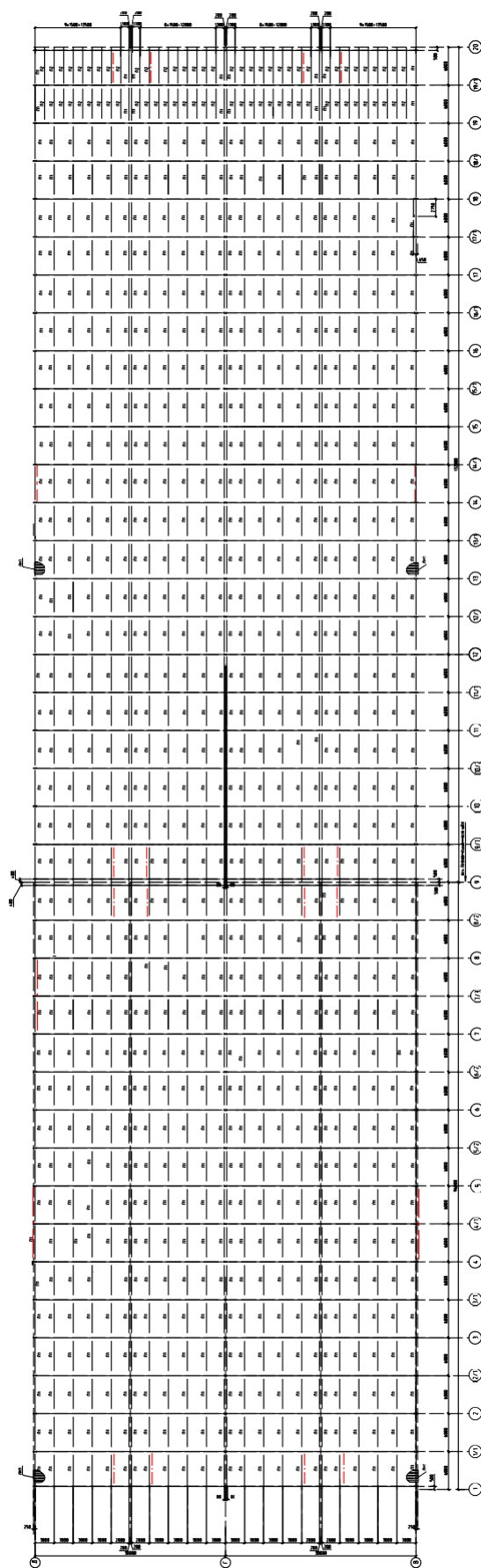


Рисунок 2.5 – Схема розташування кроквяних ферм, прогонів покриття

Призначення зв'язків між колонами (рисунок 2.6):

- створення поздовжньої жорсткості каркаса;
- забезпечення стійкості колон;
- сприйняття вітрового навантаження.

Нижні вертикальні зв'язки розміщуємо посередині температурного блоку (в осях 4-5, 14-15) для попередження температурних деформацій поздовжніх елементів.

Вертикальні зв'язки встановлюють по всіх рядах колон; зв'язки між колонами на рівні опорних частин ригеля проєктують у вигляді одного монтажного елемента.

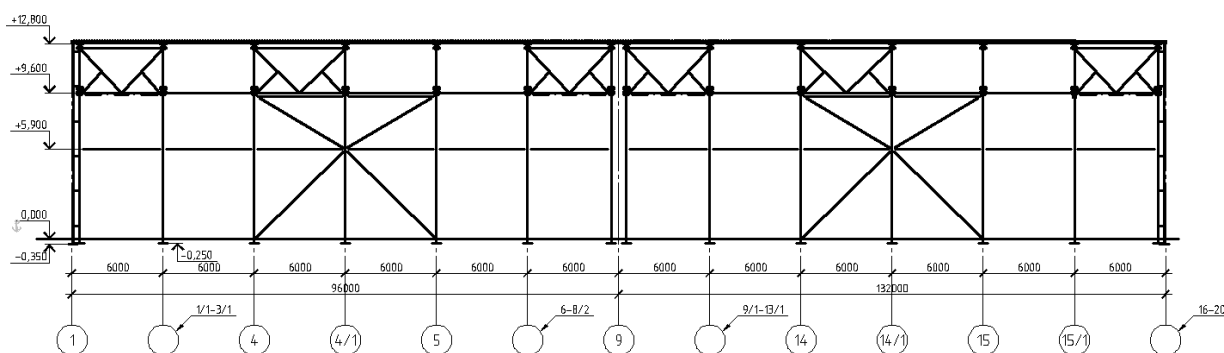


Рисунок 2.6 – Схема вертикальних зв'язків між колонами

2.1.4 Вибір огорожувальних конструкцій будівлі

Зовнішні стіни:

а) з відм. +1.200 безкаркасні панелі стінові металеві тришарові з утеплювачем із негорючих мінераловатних плит типу "сендвіч" з акрилсиліконовим покриттям $b=150\text{мм}$.

б) в осях Д-Д/2, 2/1-5 - цегляні за товшки 380мм із шаром $b=30\text{мм}$ штукатурки по сітці.

Цоколь з відм. -0.300 до відм. +1.185 - цокольні тришарові панелі завдовжки 6м за з утепленням із плит - ROCKWOLL завтовшки 50 мм та захисного шару $b=30\text{мм}$ зі штукатурки по сітці з облицюванням керамічною плиткою; у простінках

- монолітний залізобетонний завтовшки 160мм з утепленням із плит

ROCKWOLL завтовшки 150мм і захисним шаром $b=30$ мм зі штукатурки по сітці з облицюванням керамічною плиткою).

Покрівля - плоска з наплавлюваного рулонного матеріалу по мінераловатних плитах, покладених на сталевий профільований лист.

2.2 Розрахунок поперечної рами

Розрахунок поперечної рами проводиться для визначення внутрішніх зусиль у рамі (N, M, Q). Для цього необхідно:

- встановити розрахункову схему рами,
- зібрати навантаження, що діють на раму,
- виявити невідповідні комбінації розрахункових зусиль в елементах рами.

2.2.1 Вибір розрахункової схеми рами

Для розрахунку поперечної рами її конструктивну схему приводять до розрахункової (рисунк 2.7), у якій встановлюють довжини всіх елементів рами та окремих її ділянок із відмінними перерізами, а також згинальні й осьові жорсткості цих елементів і ділянок. При цьому дотримуються таких правил:

- за осі стрижнів, що замінюють колони, умовно приймають лінії центрів тяжіння перерізів колон, але оскільки їхнє становище заздалегідь не відоме, то осі стрижнів спрямовують за геометричними осями перерізів колон.
- за геометричну вісь ригеля при шарнірному сполученні ригеля з колоною приймають лінію, що з'єднує центри ваги опорних шарнірів. Лінії, що мають ухил менше 1:10, приймають горизонтальними.

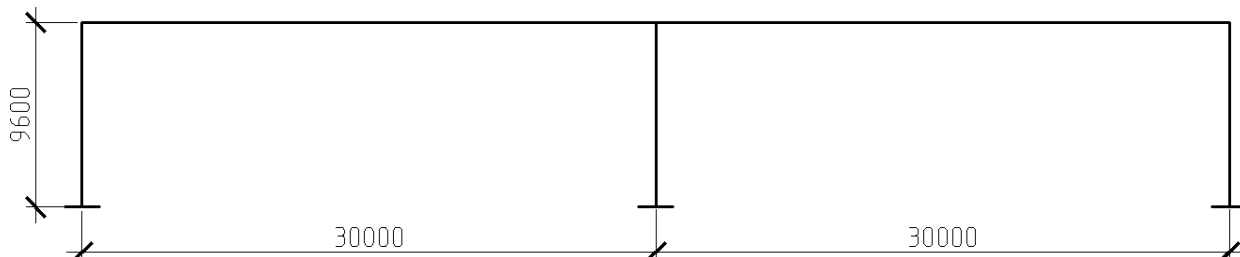


Рисунок 2.7 - Розрахункова схема поперечної рами виробничої будівлі

2.2.2 Збір навантажень на раму

Поперечну раму розраховують на:

- постійні навантаження (від ваги несучих і огорожувальних конструкцій будівлі);
- тимчасові навантаження (від кранового обладнання; снігові, вітрові);
- особливі навантаження (якщо вони є).

2.2.2.1. Постійні навантаження

Для підрахунку постійних навантажень необхідно визначитися:

- з конструкціями покриття;
- з конструкціями стін (врахувати їх сполучення з колонами), тобто визначити, чи здійснюється передача власної ваги стінових огорожень на колону; в яких місцях; з якими ексцентриситетами.

На розрахункову раму передаються навантаження від власної ваги всіх конструкцій, що утворюють розрахунковий блок. У нашому випадку вага конструкції покриття з вантажної площі розрахункового блоку (розміром $L \times B = 30 \times 6$) може бути передана на ригель у вигляді рівномірно розподіленого погонного навантаження інтенсивністю $q = q_0 \cdot B$, тут $q_0 = \sum q_{0i} \cdot \gamma_{fi}$ – розрахункове навантаження від ваги 1 м^2 конструкції покриття; q_{0i} – нормативне значення ваги i -ої складової конструкції покриття, віднесене до 1 м^2 площі будівлі; γ_{fi} – коефіцієнт надійності за навантаженням для i -ої складової. Підрахунок цього навантаження на ригель рами проводимо в табличній формі (таблиця 2.1),

задавшись конструкцією покриття.

Таблиця 2.1 – Навантаження на ригель від ваги конструкції покриття та покрівлі

Склад покрівлі та конструкції покриття	Вимірювач	Нормативне навантаження	f_i	Розрахункове навантаження
Покрівля	кН/м ² поверхні покриття			
- гідроізоляційний килим із 1-го шаруЕКП		0,0515	1,3	0,067
- гідроізоляційний килим із 1-го шаруЕПП		0,0486	1,3	0,063
- утеплювач t =40мм, $\rho= 180\text{кг/м}^3=$		0,072	1,3	0,094
1,8кН/м ³		0,165	1,3	0,215
- утеплювач t =150мм, $\rho= 110\text{кг/м}^3=$				
1,1кН/м ³		0,0515	1,3	0,067
- пароізоляція з 1-го шару Техноеласта ЕКП				
Огороджувальні конструкції		0,105	1,0	0,11
- сталевий профільований настил			5	
Н - 60 - 845 - 0,8				
Несучі конструкції				
- ґратчасті прогони		0,153		0,161
прольотом 12 м.		(0,38+0,09)	1,0	0,490
- ферма і зв'язки			5	
			1,0	
			5	
Разом	кН/м ²	$q_{nr}=1,12$		$q_r= 1,27$

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м ригеля рами:

$$q = \frac{q_r}{\cos \alpha} \cdot B \approx q_r \cdot B = 1,27 \cdot 6 = 7,62 \text{ кН/м}$$

де α - кут нахилу покрівлі до горизонту.

Навантаження від ваги колон:

Таблиця 2.2 - Навантаження від ваги стінової огорожі

Склад стінової огорожі	Нормативне навантаження, кН/м ²	f_i	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Тришарові стінові панелі			
- два профільованих листи НС 44-1000-0,7	0,166	1,05	0,174
- мінераловатні плити $t = 150 \text{ мм}$, $\rho = 1,25 \text{ кН/м}^3$.	0,188	1,05	0,197
ригелі	0,065	1,05	0,068
Разом	$q_{nr} = 0,419$		$q_r = 0,439$

Вага стінової огорожі: $G_{ns} = 0,439 \cdot (9,6 - 0,25) \cdot 6 = 24,6 \text{ кН}$ Момент:
 $M_{q1} = 24,6 \cdot 0,48 = 11,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$

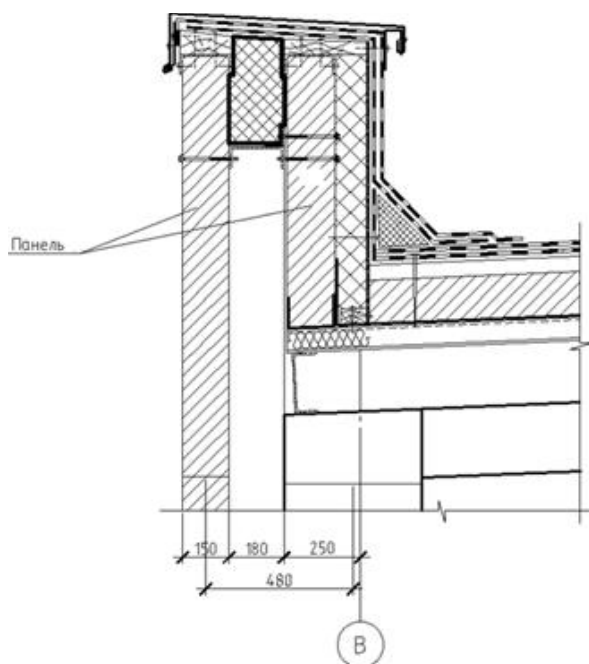


Рисунок 2.8 – Екцентриситет прикладання стінової огорожі до розрахункової осі рами

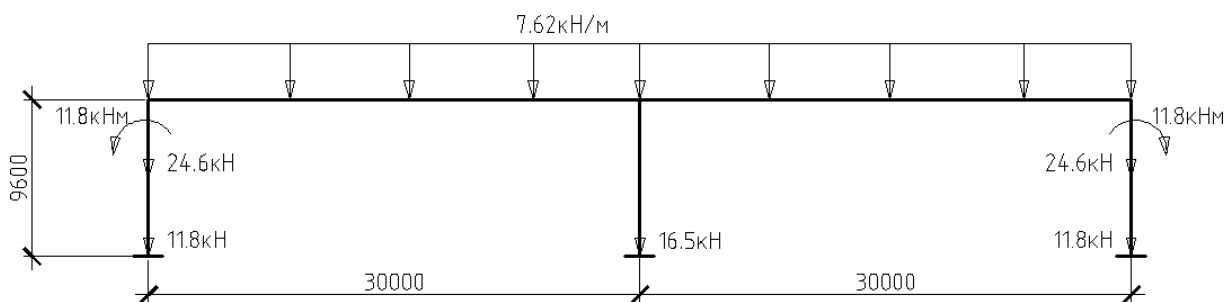


Рисунок 2.9 – Постійні навантаження, що діють на раму

2.2.2.2 Тимчасові навантаження

Снігове навантаження

На ригель поперечної рами проєктованої будівлі передається рівномірно розподілене снігове навантаження з розрахунковою інтенсивністю: $p = s \cdot \mu \cdot B = 2,4 \cdot 1 \cdot 6 = 14,4 \text{ кН/м}$, S -значення снігового навантаження на 1 м^2 горизонтальній поверхні землі; $S = 1,4 \text{ кН/м}^2$ B - крок колон; μ – коефіцієнт переходу від снігового навантаження на горизонтальній поверхні землі до навантаження на покриття, для двосхилого покриття однопрольотних будівель при куті нахилу покрівлі до горизонту $\alpha \leq 25^\circ \mu = 1$.

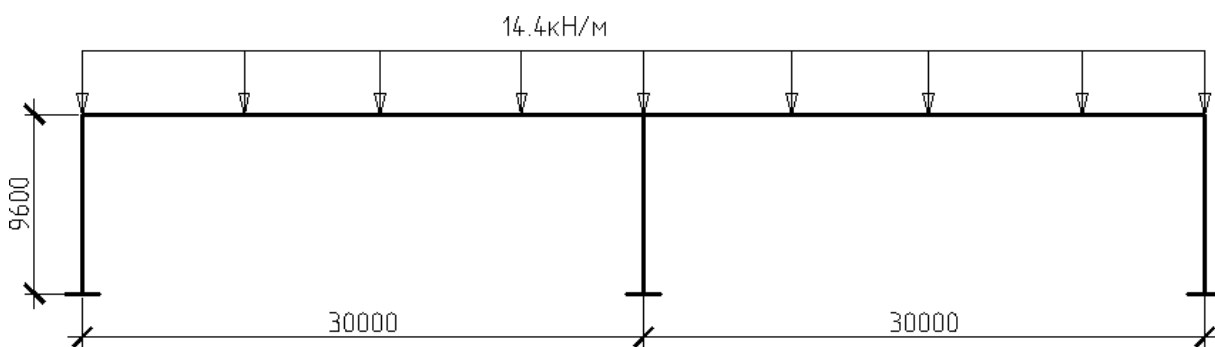


Рисунок 2.10 – Снігове навантаження на раму

Перший кран - вантажопідйомність $3,2 \text{ Т} = 32 \text{ кН}$. З протилежного боку крана на одне колесо передаватиметься тиск F_{ni}^{MIN} , який знаходиться з умови рівноваги: $F_n^{\text{MIN}} = \frac{Q+G}{n_0} - F_{ni}^{\text{MAX}} = \frac{32+16,8}{2} - 10,7 = 13,7 \text{ кН}$.

де Q - вантажопідйомність крана, кН; G - вага крана з візком; n_0 - число коліс

з одного боку моста крана. 2-ий кран - вантажопідйомність $5\text{ T} = 50\text{ кН}$. З протилежного боку крана на одне колесо буде передаватися тиск F_{ni}^{MIN} , який знаходиться з умови рівноваги: $F_n^{\text{MIN}} = \frac{Q+G}{n_0} - F_{ni}^{\text{MAX}} = \frac{50+32,2}{2} - 8,95 = 32,2\text{ кН}$

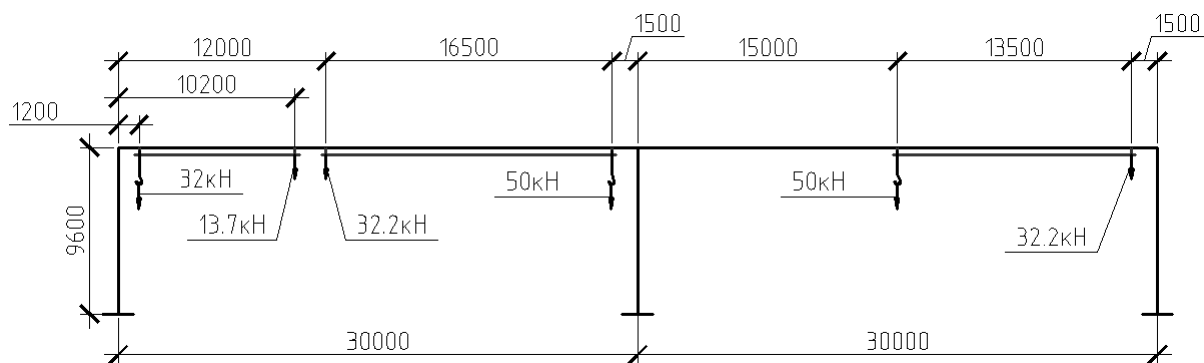


Рисунок 2.11 – Перша схема завантаження

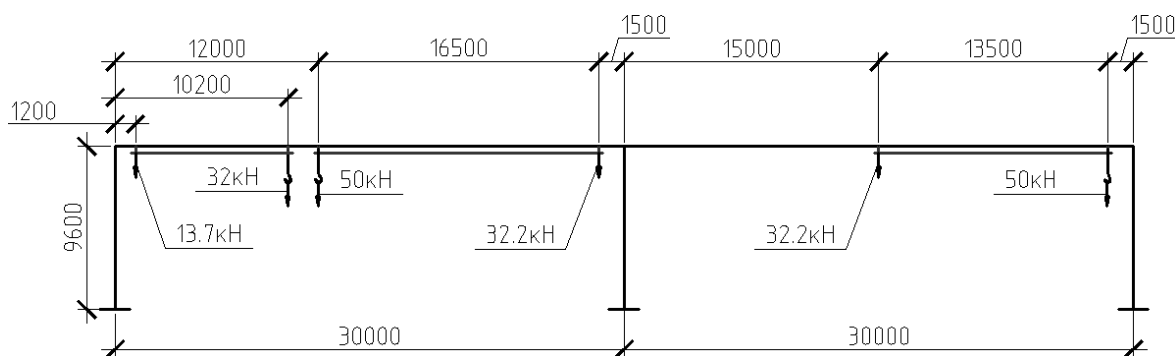


Рисунок 2.12 – Друга схема завантаження

Згідно з нормами вітрове навантаження слід визначати як суму середньої (статичної, що відповідає усталеному напору вітру) і пульсаційної (динамічної) складових. Під час розрахунку одноповерхової виробничої будівлі заввишки до 36 м і відношенні висоти до прольоту менше ніж 1,5 динамічну складову можна не враховувати.

Висота будівлі – 13,8 м $\frac{\text{ВИСОТА}}{\text{ПРОЛІТ}} = \frac{13,8}{30} = 0,46 < 1,5$, отже динамічну складову не враховуємо і далі розглядаємо лише вплив статичної складової.

Розрахункові значення вітрових навантажень на 1 м^2 підраховують за формулою: $q_{ow} = W_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f$, де W_0 - нормативне значення вітрового тиску визначаємо з, отже $W_0 = 0,30\text{ кН/м}^2$); k - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового

тиску за висотою залежно від типу місцевості. c - аеродинамічний коефіцієнт, що залежить від конфігурації будівлі; $\gamma_f = 1,4$. аеродинамічний коефіцієнт з навітряного боку $c_e = 0,8$ і з підвітряного боку $-c_{e3} = 0,6$, оскільки $\frac{b}{l} = \frac{228}{30} = 7,6 > 2$ і $\frac{h_1}{l} = \frac{13,8}{30} = 0,46$.

Еквівалентне вітрове навантаження: $w_{eq} = w_0 \cdot k_{eq} = 0,30 \cdot 0,556 = 0,167 \text{ кН/м}^2$, тут коефіцієнт $k_{eq} = 0,556$ згідно з [2], оскільки відстань від рівня землі до ригеля рами в розрахунковій схемі $H_0 = 9,6$ і тип місцевості В.

З навітряного боку інтенсивність вітрового навантаження на колону: $q_{eq} = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_e \cdot B_1 = 1,4 \cdot 0,167 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,12 \text{ кН/т}$; Із завітряного: $\bar{q}_{eq} = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_{e3} \cdot B_1 = 1,4 \cdot 0,167 \cdot 0,6 \cdot 6 = 0,842 \text{ кН/м}$. Зосереджені навантаження:

з ділянок стінового огородження:

$$W_1 = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_e \cdot 2A_1 = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_e \cdot \frac{B_1 \cdot H_0}{2} = 1,4 \cdot 0,167 \cdot 0,8 \cdot \frac{6 \cdot 9,6}{2} = 5,4 \text{ кН};$$

$$\bar{W}_1 = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_{e3} \cdot 2A_1 = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_{e3} \cdot \frac{B_1 \cdot H_0}{2} = 1,4 \cdot 0,167 \cdot 0,6 \cdot \frac{6 \cdot 9,6}{2} = 4,1 \text{ кН};$$

з вантажної площі (2,4 і 6 м), що знаходиться вище позначки ригеля:

$$W_2 = \gamma_f \cdot w_0 \cdot \frac{k_3 + k_4}{2} \cdot c_e \cdot h_u \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,623 + 0,556}{2} \cdot 0,8 \cdot (13,8 - 9,6) \cdot 6 = 5,0 \text{ кН}$$

$$\bar{W}_2 = W_2 \cdot \frac{c_{e3}}{c_e} = 5,0 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 3,8 \text{ кН}$$

уздовж ригеля з підвітряного боку: $W = W_1 + W_2 = 5,4 + 5,0 = 10,4 \text{ кН}$; уздовж

ригеля із завітряного боку: $\bar{W} = \bar{W}_1 + \bar{W}_2 = 4,1 + 3,8 = 7,9 \text{ кН}$

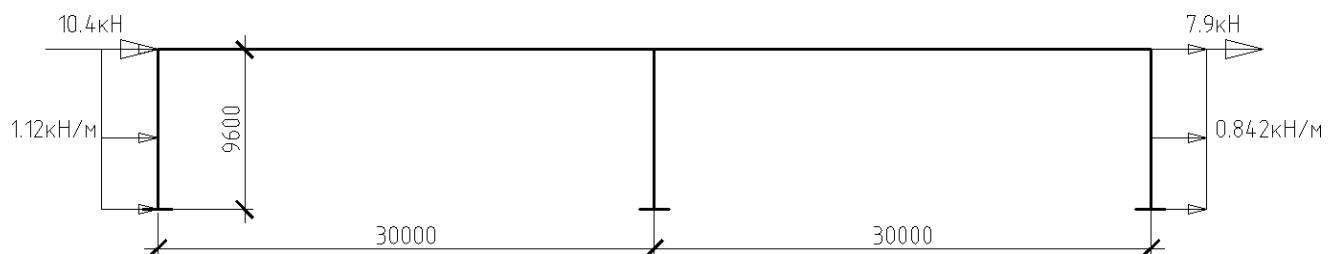


Рисунок 2.13 – Умовна розрахункова схема завантаження рами вітровим навантаженням

2.3. Розрахунок і конструювання кроквяної ферми

2.3.1. Вихідні дані

Кроквяна ферма виконана з гнутих профілів з паралельними поясами;
 решітка Кроквяна ферма виконана з гнутих профілів з паралельними поясами;
 решітка трикутна з додатковими стійками; розмір панелі верхнього пояса - 3 м.
 Висота ферми $h_{FO} = 2900$ мм, проліт $L = 30$ м. Ухил покрівлі - 1,5%.

Постійне навантаження: $7,62 \text{ кН/м}$, снігове навантаження: $14,4 \text{ кН/м}$
 Матеріал ферми - сталь С345-3 $R_Y = 320 \text{ МПа}$ $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$ $R_Y = 300 \text{ МПа}$, $t = 20 \dots 40 \text{ мм}$.

Зварювання елементів - напівавтоматичне в середовищі вуглекислого газу;
 зварювальний дріт - Св-08Г2С, положення швів - нижнє.

2.3.2. Визначення навантажень і розрахункових зусиль у стрижнях кроквяної ферми

Кранове навантаження

Перший кран - вантажопідйомність $3,2 \text{ т} = 32 \text{ кН}$. Другий кран - вантажопідйомність $5 \text{ т} = 50 \text{ кН}$.

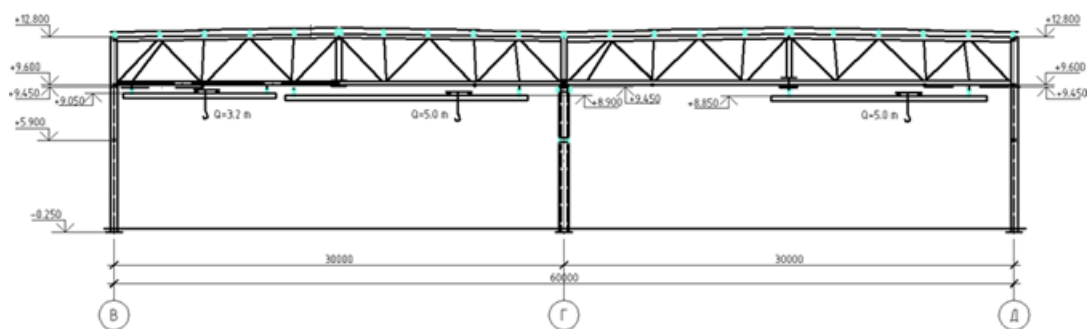


Рисунок 2.14 – Розташування кранів

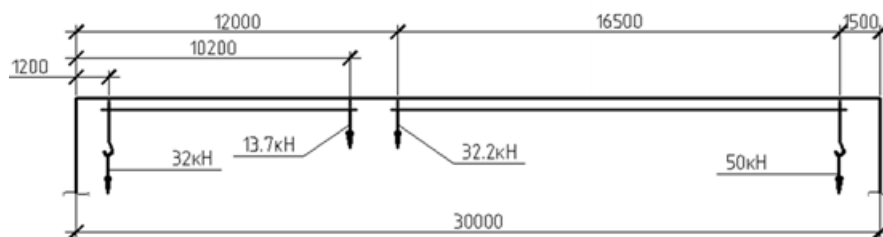


Рисунок 2.15 – Перша схема завантаження

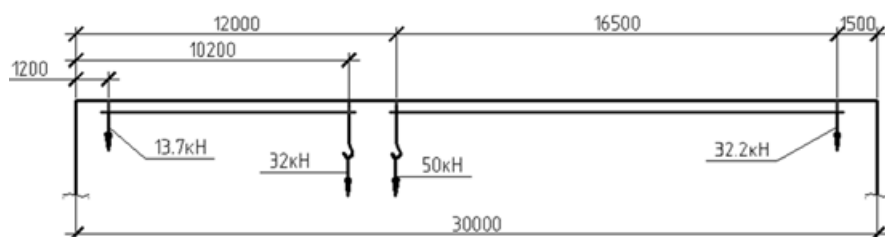


Рисунок 2.16 – Друга схема завантаження

Розраховуємо ферму на навантаження:

- постійні - від ваги покрівлі, огорожувальних і несучих конструкцій;
- тимчасові - від снігу (за прольоту ферми 24 м і більше необхідно розглядати не тільки повне завантаження прольоту сніговим навантаженням, а й одностороннє, яке може збільшити зусилля в деяких розкосах або змінити його знак).

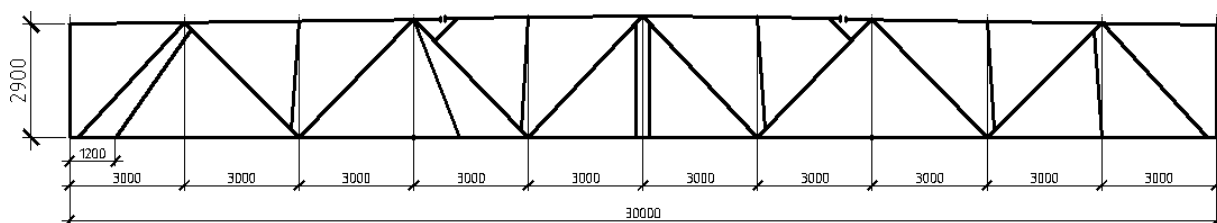


Рисунок 2.17 – Геометрична схема ферми

Визначаємо зусилля за допомогою програми SCAD. Розрахункове вузлове навантаження від постійного навантаження: $F_q = q \cdot d = 7,62 \cdot 3 = 22,9 \text{ кН}$, де d – крок панелей верхнього пояса.

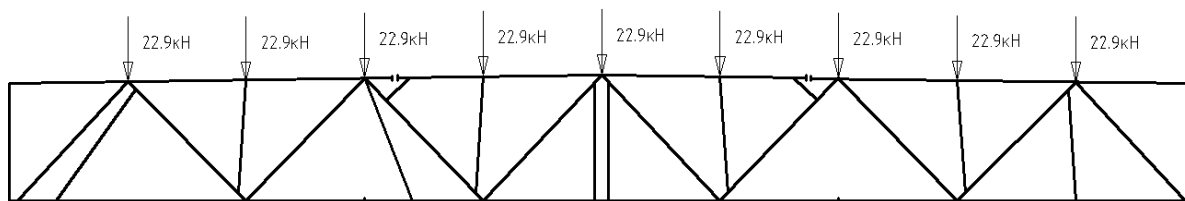


Рисунок 2.18 – Схема завантаження постійним навантаженням

Розрахункове вузлове навантаження від снігового навантаження:
 $F_p = p \cdot d = 14,4 \cdot 3 = 43,2 \text{ кН}.$

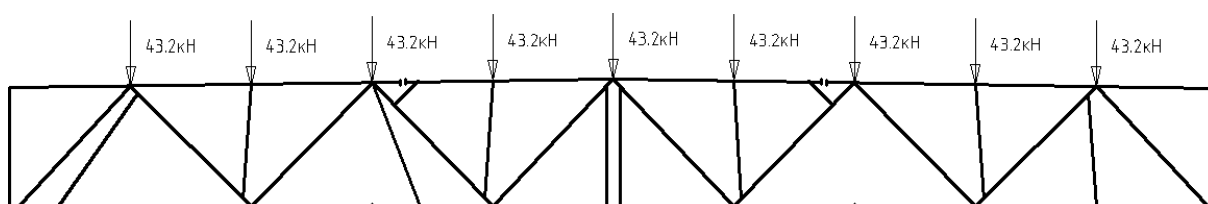


Рисунок 2.19 – Схема завантаження сніговим навантаженням (1 варіант)

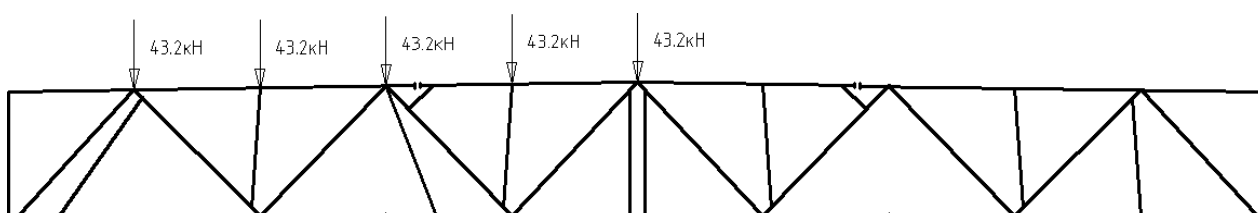


Рисунок 2.20 – Схема завантаження сніговим навантаженням (2 варіант)

Визначаємо величини опорних моментів (2 розрахункові комбінації): Перша комбінація. Лівий опорний момент (1,2,3,5 - поєднання навантажень): $M_1 = 191,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$; Правий опорний момент (1,2,3,5 - поєднання навантажень): $M_{1S} = 2723,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$ Друга комбінація (без урахування снігового навантаження). $M_2 = 105,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_{2S} = 1161,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Навантаження від розпору рами: для першої комбінації $H_{p1} = -36,27 \text{ кН} \cdot \text{м}$; для другої комбінації $H_{p2} = -20,06 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Для визначення зусиль у стрижнях ферми від опорних моментів замінюємо їх парою горизонтальних сил: $H = M/h_{ro}$

Тоді для 1 комбінації $H_1 = \frac{191,74}{2,9} = 66,1 \text{ кН}$; $H_2 = \frac{2723,92}{2,9} = 939,3 \text{ кН}$ Тоді для

$$2 \text{ комбінації } H'_1 = \frac{105,9}{2,9} = 36,5 \text{ кН}; H'_2 = \frac{1161,53}{2,9} = 400,5 \text{ кН}$$

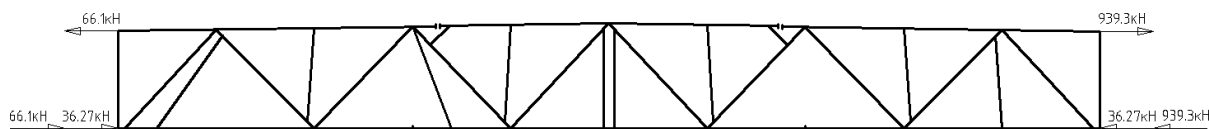


Рисунок 2.21 – Схема завантаження опорними моментами і распорами (1 комбінація)

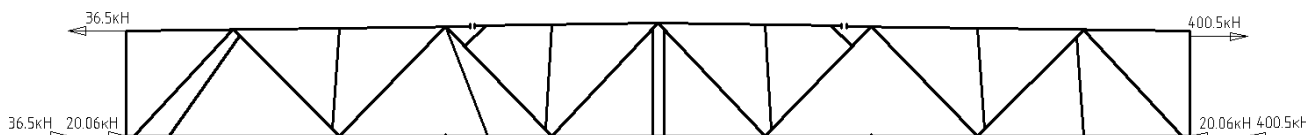


Рисунок 2.22 – Схема завантаження опорними моментами і распорами (2 комбінація)

2.3.2 Підбір і перевірка перерізів стрижнів ферми

Для підбору перерізів стрижнів ферми за заданого їхнього типу необхідно знати:

- розрахункові довжини стрижнів у площині та з площини ферми;
- граничні гнучкості стрижнів ферми.

У загальному випадку ці параметри підраховуються за формулою, $l_{ef} = \mu \cdot l$, де μ - коефіцієнт приведення довжини, що залежить від способу закріплення кінців стрижня; l - геометрична довжина, що дорівнює відстані між центрами вузлів.

Несуча здатність стиснутих стрижнів залежить від їхніх розрахункових довжин, і перевіряють її у двох напрямках (у площині ферми та в напрямку, перпендикулярному до площини ферми, тобто з площини ферми), тому що заздалегідь невідомо, у якому напрямку відбудеться втрата їхньої стійкості. Тому для таких стрижнів необхідно знати розрахункові довжини $l_{ef,x}$ (у площині ферми) і $l_{ef,y}$ (з площини ферми).

Несуча здатність розтягнутих стрижнів не залежить від їхньої довжини, однак занадто довгі й тонкі розтягнуті стрижні можуть провисати під впливом

власної маси, а також коливатися під час дії вібраційних навантажень, тому гнучкість розтягнутих елементів ферм обмежена нормами і, отже, для її визначення також необхідно знати розрахункові довжини розтягнутих стрижнів в обох напрямках.

У разі втрати стійкості верхнього пояса в площині ферми елементи решітки, що примикають до нього, ускладнюють поворот перерізів у вузлах. Але оскільки переріз пояса значно більший, ніж переріз елементів решітки, впливом останніх, тобто частковим защемленням у вузлах, нехтують. За нормами проектування розрахункова довжина елементів верхнього пояса в площині ферми приймається рівною відстані між центрами вузлів: $l_{ef,x} = l$, тобто $\mu = 1$.

Форма втрати стійкості верхнього пояса з площини ферми залежить від того, в яких точках він закріплений від зміщення. Для нашого випадку можлива форма втрати стійкості верхнього пояса кроквяної ферми з її площини показана пунктиром. Тут відсутні поперечні зв'язкові ферми за верхніми поясами кроквяних ферм; роль розпірок виконують прогони, розташовані в площині вертикальних зв'язків, за допомогою яких вони кріпляться до поперечних зв'язкових ферм за нижніми поясами кроквяних ферм. Крок вертикальних зв'язкових ферм 6 м. Таким чином, верхній пояс кроквяної ферми виявляється закріпленим через вузол, але в його панелях діють різні поздовжні сили, і в цьому випадку виходить розрахункова схема стрижня, що має змінне зусилля по довжині.

Його розрахункову довжину з площини ферми визначають (за $N_2 > N_1$) за формулою: $l_{ef,y} = l_1 \cdot (0,75 + 0,25 \cdot N_1/N_2)$.

Розрахунок на стійкість у цьому випадку слід виконувати на силу N_2 . Гранична гнучкість стрижнів верхнього стиснутого пояса підраховується за формулою $[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha$, де $\alpha = N/(\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c)$; $\alpha \geq 0,5$.

Тут N - зусилля в стрижні; φ - коефіцієнт поздовжнього вигину; A - площа перерізу стержня.

Для стрижнів нижнього пояса $l_{ef,x} = l$, $l_{ef,y} = l_1$, де l_1 - відстань між вузлами, закріпленими від зсуву з площини ферми (у цьому випадку зв'язками).

Гранична гнучкість нижнього розтягнутого пояса при статичному

навантаженні $[\lambda] = 400$.

Для стиснутих опорних розкосів $l_{ef,x} = 0,5 \cdot l$; $l_{ef,y} = l$; $[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha$. Для інших елементів решітки $l_{ef,x} = 0,8 \cdot l$; $l_{ef,y} = l$; для стиснутих елементів $[\lambda] = 210 - 60 \cdot \alpha$, для розтягнутих $[\lambda] = 400$.

2.4. Розрахунок і конструювання металевих сходів

2.4.1. Вихідні дані

Матеріал сходів - сталь С245 $zR_y = 240$ МПа при $t = 2 \dots 20$ мм.

Зварювання елементів - напівавтоматичне в середовищі вуглекислого газу; зварювальний дріт - Св-08Г2С.

Ширина сходів 800мм. Кут нахилу косоура 45° ($\cos 45 = 0,707$).

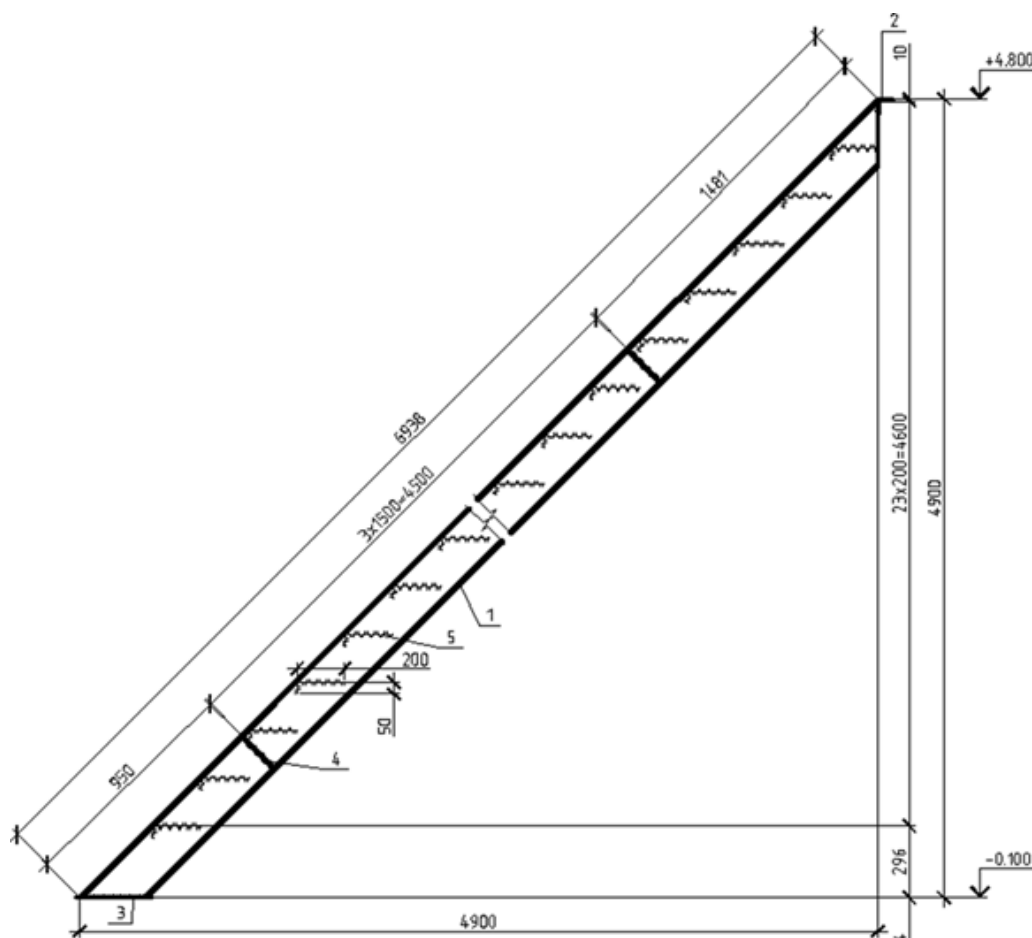


Рисунок 2.23 – Сходи

2.4.2. Збір навантажень

Таблиця 2.3 – Збір навантажень

Навантаження	Нормативне значення, кг/м	γ	Розрахункове значення, кг/м
Постійне навантаження	$(154+6+5)/2+127,7=210,2$ кг $210,2/6,938\text{м}=30,3\text{кг/м}$	1,05	31,8кг/м
Тимчасове навантаження	$400\text{кг/м} \cdot 2400-0,8-0,2=64\text{кг}$ $64\text{кг}/2=32\text{кг/м}$	1,2	38,4кг/м
РАЗОМ:	62,3кг/м		70,2кг/м

2.4.3. Розрахунок

Статичний розрахунок балки:

$$M_{\max} = \frac{q \cos 45 l^2}{8} = \frac{70,2 \cdot 0,707 \cdot 6,938^2}{8} = 298,6 \text{ кг} \cdot \text{м} = 2,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{\max} = \frac{q \cos 45 l}{2} = \frac{70,2 \cdot 0,707 \cdot 6,938}{2} = 172,2 \text{ кг} = 1,7 \text{ кН}$$

$$M = \frac{q \cos 45 l^2}{8} = \frac{62,3 \cdot 0,707 \cdot 6,938^2}{8} = 265,0 \text{ кг} \cdot \text{м} = 2,6 \text{ кНм}$$

Конструктивний розрахунок балки Визначимо необхідний момент опору перерізу балки за умови її матеріалу в пружній стадії: $W_{\text{рег}} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{2,93 \cdot 10^2}{240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 12,2 \text{ см}^3$ За сортаментом приймаємо швелер №20П і виписуємо його геометричні характеристики:

$W_{\text{хн}} = 153 \text{ см}^3$; $I_x = 1530 \text{ см}^4$; $S = 88 \text{ см}^3$; $h = 20 \text{ см}$; $b_f = 7,6 \text{ см}$; $t_f = 0,9 \text{ см}$; $t_w = 0,52 \text{ см}$ Перевірка несучої здатності балки: а) міцності -

У перетині з $M = M_{\max}$, $Q = 0$, $\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{хн}} R_y \gamma_c} \leq 1$ $\sigma = \frac{2,93 \cdot 10^2}{153 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,1 < 1$. У перерізах з $Q = Q_{\max}$ і $M = 0$, $\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w R_s \gamma_c} \leq 1$ $\tau = \frac{1,7 \cdot 88}{1530 \cdot 0,52 \cdot 139,2 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,02 < 1$ Перевірка жорсткості балки $f_{\max} = \frac{5 M_{\text{н, max}} \cdot l_{\text{он}}^2}{48 E J_x} = \frac{5 \cdot 2,6 \cdot 10^2 \cdot 6,938^2 \cdot 10^4}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 1530} = 0,42 \text{ см} < f_u = \frac{l_{\text{он}}}{207,8} = \frac{6,938 \cdot 10^2}{207,8} = 3,34 \text{ см}$.

Умови виконуються.

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Вихідні дані

Кліматичні умови майданчика:

Будівельно-кліматична зона - 2. Розрахункова температура найхолоднішої п'ятиденки - мінус 26°C [3]. Нормативний швидкісний напір повітря згідно з [3] становить 0,30 кПа (30 кгс м²). Нормативне снігове навантаження згідно з [3] становить 1,4 кПа (140 кгс м²). Розрахункова сейсмічність становить 6 балів.

Ґрунтові умови та характеристики ґрунту:

У геологічній будові майданчика робіт у межах глибин до 33,0 м беруть участь (зверху вниз):

- сучасні відкладення - ґрунтово-рослинний шар (суглинок легкий із домішкою органіки) потужністю від 0,2 до 0,3 м;
- делювіальні відклади - глина тверда слабонабухаюча, суглинки від твердих до напівтвердих, сумарною потужністю від 0,3 до 4,2 м;
- елювіальні утворення - глини тверді від слабонабухаючих до середьонабухаючих, суглинки від твердих до м'якопластичних, гравелісті та щебенисті ґрунти, прошарки пісковиків, аргілітів, алевролітів сумарною потужністю до 32,8 м;
- інтрузивні утворення тріасового віку, - долерит від середньої міцності до міцного розкритої сумарною потужністю до 8,5 м.

ІГЕ 1 Ґрунтово-рослинний шар - суглинок темно-коричневого кольору гумусований. Зустрінутий усіма свердловинами з денної поверхні. Потужність шару 0,2-0,3 м.

ІГЕ 2а Глина легка напівтверда слабонабухаюча жовтувато-коричневого і коричневого кольору, з вуглистими крапками і вохристими розводами. Розкрита під ґрунтом на глибині 0,2 м у зоні сезонного промерзання, потужністю від 0,6 до 4,2 м.

ІГЕ 2 Суглинок важкий пилюватий твердий буро-коричневого та коричневого

кольору, з вуглистими крапками та охристими розводами; іноді з включеннями щебеню пісковики. Залягає на глибинах від 0,2 до 0,3 м у зоні сезонного промерзання, потужністю від 0,3 до 2,6 м.

ІГЕ 3 Глина легка пілувата тверда слабонабухаюча сірого, темно-сірого, жовто-сірого, від світло- до темно-коричневого, червоно-коричневого кольору. Залягає у вигляді лінз по території всього майданчика. Розкрита на глибинах від 0,7 у зоні сезонного промерзання, до 14,0 м, потужністю від 0,4 до 6,9 м (розкрита).

ІГЕ 3а Глина легка пілувата тверда вуглиста чорно-сірого кольору. Залягає в північній частині майданчика. Розкрита на глибинах від 5,6 до 9,6 м, потужністю від 0,4 (розкрита) до 3,4 м.

ІГЕ 3б Глина легка пілувата тверда середньонабухаюча сірого, темно-сірого, жовто-сірого, від світло- до темно-коричневого, червоно-коричневого кольору. Залягає у вигляді лінз по території всього майданчика. Розкрита на глибинах від 0,6 у зоні сезонного промерзання, до 16,6 м, потужністю від 1,1 до 8,9 м (сумарна).

ІГЕ 4 Суглинок важкий пілуватий твердий сіро-жовтий, світло-сірий, червоно-коричневий. Залягає по всій території майданчика. Розкритий на глибинах від 0,2 у зоні сезонного промерзання, до 25,4 м, потужністю від 0,7 до 20,6 м (сумарна).

ІГЕ 5 Суглинок легкий пілуватий твердий сіро-жовтого, світло-сірого жовто-коричневого кольору, інколи з прошарками супіску твердого. Зустрінутий на глибинах від 0,3 до 26,9 м потужністю від 0,5 до 16,7 м (сумарна).

ІГЕ 5а Суглинок легкий пілуватий тугопластичний сірий, жовто-коричневий, коричневий, світло-жовтий. Залягає на глибинах від 1,0 до 9,0 м потужністю від 0,8 м (розкрита) до 7,4 м (сумарна).

ІГЕ 5б Суглинок легкий пілуватий м'якопластичний темно-коричневий, коричневий. Залягає у вигляді лінз на глибинах від 6,6 до 8,8 м потужністю від 0,6 м до 3,4 м.

ІГЕ 6 Суглинок легкий пілуватий твердий дресвяний бурувато-коричневий. Залягає у вигляді лінз на глибинах від 1,0 до 11,5 м. Потужність шару від 0,7 до 3,0 м (розкрита).

ІГЕ 7 Гравелистий ґрунт вивержених і метаморфічних порід із твердим суглинковим заповнювачем (продукт вивітрювання гравелітів). Залягає у вигляді лінз на глибинах від 2,6 до 13,0 м. Потужність шару від 1,2 до 2,4 м.

ІГЕ 8 Щебенистий ґрунт пісковики світло-сірого та жовто-сірого кольору. Залягає по всій території майданчика. Розкритий свердловинами на глибині від 0,8 до 29,7 м. Потужність шару від 0,2 до 2,3 м (розкрита).

ІГЕ 9 Аргіліт зниженої міцності розм'якшуваний сіро-коричневого кольору. Розкритий на глибинах 2,2 і 9,7 м відповідно. Потужність шару 0,5 м і 0,3 м (розкрита).

ІГЕ 9а Аргіліт маломіцний розм'якшуваний сіро-коричневого кольору. Розкритий свердловинами на глибині від 4,8 до 8,3 м. Потужність шару від 0,3 м (розкрита) до 1,7 м (розкрита).

ІГЕ 10 Пісковики маломіцний розм'якшуваний світло-сірого та жовто-сірого кольору. Залягає по всій території майданчика. Розкритий свердловинами на глибині від 1,0 до 10,5 м. Потужність шару від 0,3 до 3,0 м (розкрита).

ІГЕ 11 Пісковики середньої міцності розм'якшуваний світло-сірого та жовто-сірого кольору. Залягає по всій території майданчика. Розкритий свердловинами на глибині від 1,4 до 29,2 м. Потужність шару від 0,5 до 8,7 м (сумарна).

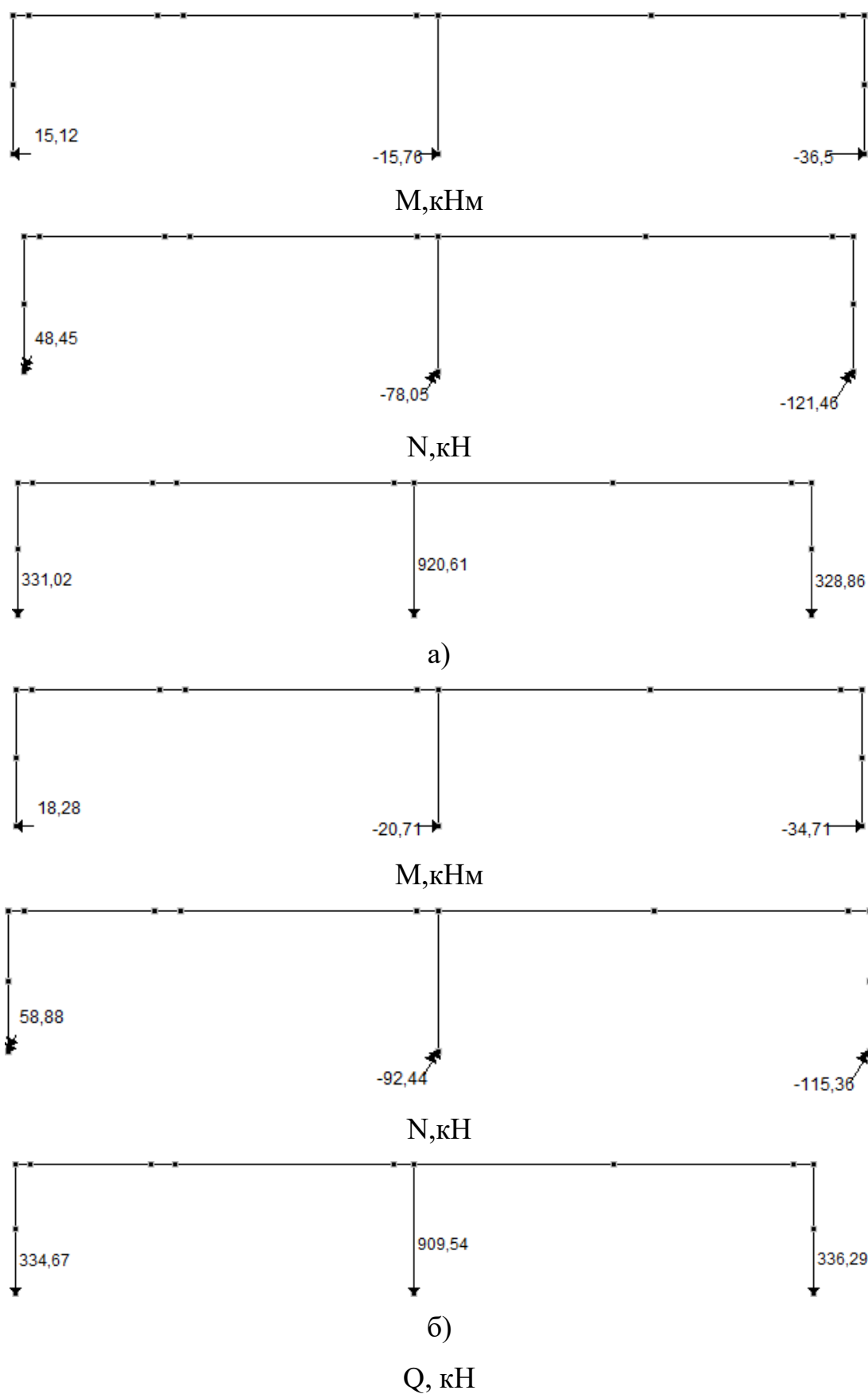
ІГЕ 12 Пісковики міцний і дуже міцний розм'якшуваний світло-сірого і жовто-сірого кольору. Залягає по всій території майданчика. Розкритий свердловинами на глибині від 2,0 до 28,4 м. Потужність шару від 0,3 до 7,1 м (сумарна).

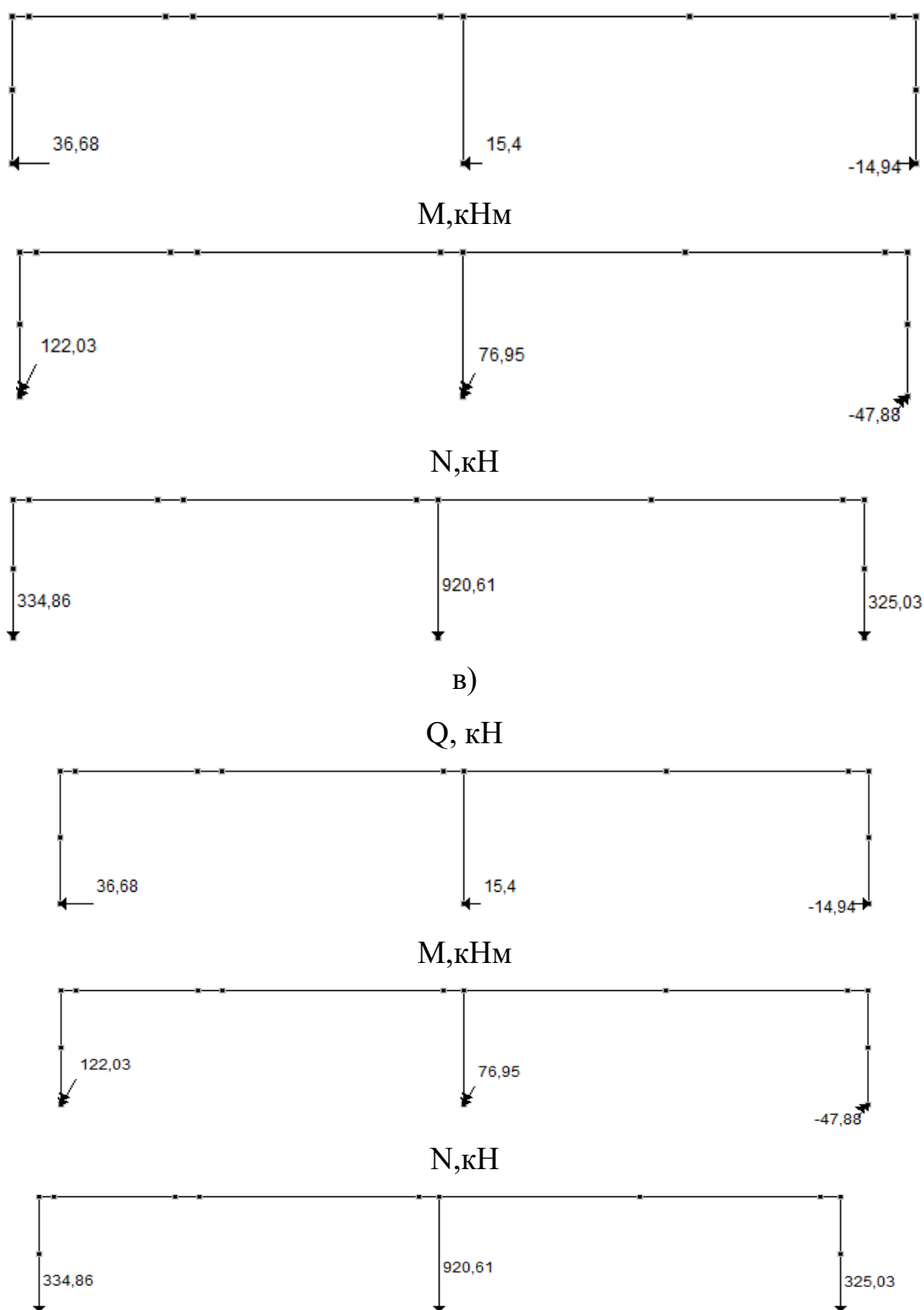
ІГЕ 13 Долерит середньої міцності темно-бурого, рудо-чорного кольору дрібнокристалічний, сильнотріщинуватий. Залягає в північній частині майданчика. Розкритий свердловинами на глибині від 3,5 до 13,2 м. Потужність шару від 0,4 до 5,0 м (розкрита).

ІГЕ 14 Долерит міцний зеленувато-чорного кольору дрібнокристалічний, слаботріщинуватий. Залягає в північній частині. Потужність шару від 1,2 до 8,5 м.

Вічномерзлі ґрунти на вивчену глибину (33,0 м) не зустрінуті [3]. У гідрогеологічному відношенні вивчений розріз практично повністю дренажований. Під час вишукувань розкритий на глибині 38,8 м (абсолютна позначка 245,7 м).

Після відкачування рівень води встановився на глибині 36,71 м (абсолютна позначка 247,79 м). Результати розрахунку поперечної рами в SCAD:





а) комбінація (постійне навантаження+ снігове навантаження+ вітрове навантаження зліва + кранове навантаження 1) Q, кН; б) комбінація (постійне навантаження+ снігове навантаження+ вітрове навантаження зліва + кранове навантаження 2) Q, кН; в) комбінація (постійне навантаження+ снігове навантаження+ вітрове навантаження праворуч + кранове навантаження 1); г) комбінація (постійне навантаження+ снігове навантаження+ вітрове навантаження праворуч + кранове навантаження 2).

Рисунок 3.1 – Комбінації завантажень у SCAD

3.2 Аналіз інженерно-геологічних даних та оцінка ґрунтових умов

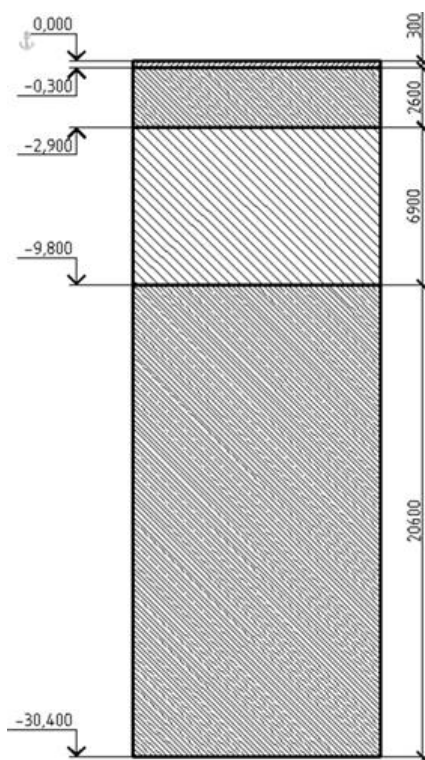


Рисунок 3.2 – Інженерно-геологічна колонка майданчика будівництва

3.3 Проектування фундаменту неглибокого закладення

3.3.1 Вибір глибини закладення фундаменту

$d_p \geq 1 + 0,05 + 0,2 = 1,25 \text{ м}$ – виходячи з конструктивних вимог.

Розрахункова глибина сезонного промерзання

$d_f = k_n \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 2,8 = 1,96 \text{ м}$ Враховуючи, що висота фундаменту має бути кратно 0,3 м – $d = 1,8 \text{ м}$.

Тоді глибина закладення фундаменту – 2,15 м, відмітка верху – 0,350 м.

4.3.2 Визначення попередніх розмірів підшви та розрахункового опору ґрунту

Площа підшви фундаменту:

$$A = \frac{\sum N_I}{R_0 - \gamma_{\text{сер}} \cdot d} = \frac{N_{\text{max}}}{R_0 - \gamma_{\text{сер}} \cdot d} = \frac{334,86/1,15}{264,3 - 20 \cdot 2,15} = 1,32 \text{ м}^2, \quad \text{де } \gamma_{\text{сер}} = 20 \text{ кН/м}^3$$

– усереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його обрізах.

Приймаємо $b = 2,7 \text{ м}$ - ширина фундаменту;

$l = 2,7$ м - довжина фундаменту. $A = 7,29$ м²

Розрахунковий опір: $R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II})$,

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи; $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,0$; k - коефіцієнт, прийнятий 1,1 якщо прийняті табличні значення; $M_{\gamma} = 0,98$; $M_g = 4,93$; $M_c = 7,4$; k_z - коефіцієнт, що приймається рівним 1 при $b < 10$ м b - ширина підшви фундаменту ;

$b = 2,7$ м γ_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, кН/м³; $\gamma_{II} = \frac{0,75 \cdot 19,7 + 1,95 \cdot 19,7}{2,7} = 19,7$ кН/м³
 γ'_{II} - те саме, що залягають вище підшви; $\gamma'_{II} = 19,7$ кН/м³ c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту $c_{II} = 47,1$ кПа;

$d = 2,15$ м - глибина закладення фундаменту.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,98 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 19,7 + 4,93 \cdot 2,15 \cdot 19,7 + 7,4 \cdot 47,1) = 692,6 \text{ кПа}$$

Приведення навантажень до підшви фундаменту

$$N'_I = \frac{334,86}{1,15} + 2,7 \cdot 2,7 \cdot 1,8 \cdot 25 = 619,2 \text{ кН}$$

$$M'_I = \frac{122,03}{1,15} + \frac{36,68}{1,15} \cdot (2,15 - 0,35) = 163,5 \text{ кНм}$$

$$Q'_I = \frac{36,68}{1,15} = 31,9 \text{ кН}$$

3.3.2 Визначення тисків під підшвою фундаменту

Основними критеріями розрахунку основи фундаменту неглибокого закладення за деформаціями є умови:

$$\begin{aligned}
p_{cp} &\leq R; \\
p_{max} &\leq 1,2 \cdot R; \\
p_{min} &\geq 0 \\
p_{max} &= \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} \quad W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 2,7^2}{6} = 3,28 \text{ м}^3 \\
p_{min} &= \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} \quad A = 7,29 \text{ м}^2 \\
p_{cp} &= \frac{N'_I}{A} = \frac{619,2}{7,29} = 84,9 \text{ кН/м}^2 \leq 264,3 \text{ кН/м}^2 \text{ виконується;} \\
p_{max} &= \frac{619,2}{7,29} + \frac{163,5}{3,28} = 134,8 \text{ кН/м}^2 \leq 1,2 \cdot 264,3 = 317,2 \text{ кН/м}^2 \text{ виконується;} \\
p_{min} &= \frac{619,2}{7,29} - \frac{163,5}{3,28} = 35 \text{ кН/м}^2 \geq 0 \text{ виконується.}
\end{aligned}$$

Умови виконуються. Розміри фундаменту 2,7х2,7 м.

3.3.3 Розрахунок осідання фундаменту і перевірка умови за деформаціями

Розрахунок основи за деформаціями полягає в перевірці умови $S \leq S_u$. Розрахунок осідань виконується методом пошарового підсумовування за розрахункової схеми основи у вигляді лінійно - деформованого напівпростору [21].

3.3.4 Конструювання та розрахунок залізобетонного фундаменту

Розміри фундаменту: $b = 2,7 \text{ м}$; $l = 2,7 \text{ м}$, $d = 1,8 \text{ м}$

Приймаємо перетин підколоники: $b_{cf} \cdot l_{cf} = 1200 \times 1500 \text{ мм}$

Приймаємо сходинки висотою 450 мм і 300 мм.

Перевірка на продавлювання здійснюється як для високого фундаменту, тому що:

$$h_{cf} - d_p = 1,05 - 0 = 1,05 > 0,5 \cdot (1_{cf} - 1_c) = 0,5 \cdot (1,5 - 0) = 0,75$$

Високий фундамент розраховується на продавлювання плитної частини підколоники; цим розрахунком перевіряється прийнята висота ступенів фундаменту,

$$F \leq b_m \cdot h_{0,p} \cdot R_{bt}, \quad (3.1)$$

де сила F -сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту, яка визначається за формулою:

$$F = A_0 \cdot p_{\max} \quad (3.2)$$

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2$$

h_{op} - робоча висота плитної частини.

$$h_{op} = h - h_{cf} - 0.05 = 1,8 - 1,05 - 0.05 = 0,7\text{м}$$

$$A_0 = 0,5 \cdot 2,7 \cdot (2,7 - 1,5 - 2 \cdot 0,7) - 0,25 \cdot (2,7 - 1,2 - 2 \cdot 0,7)^2 = -0,273 \text{ м}^2$$

$$p_{\max} = \frac{134,8\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$F = 134,8\text{кН} \quad b_m = b_{cf} + h_{op} \quad \text{при} \quad b - b_{cf} = 2,7 - 1,2 = 1,5 > 2 \cdot h_{op} = 1,4$$

$$b_m = 1,2 + 0,7 = 1,9\text{м} \quad 134,8\text{кН} < 1,9 \cdot 0,7 \cdot 750 = 997,5\text{кН}$$

Умова виконується.

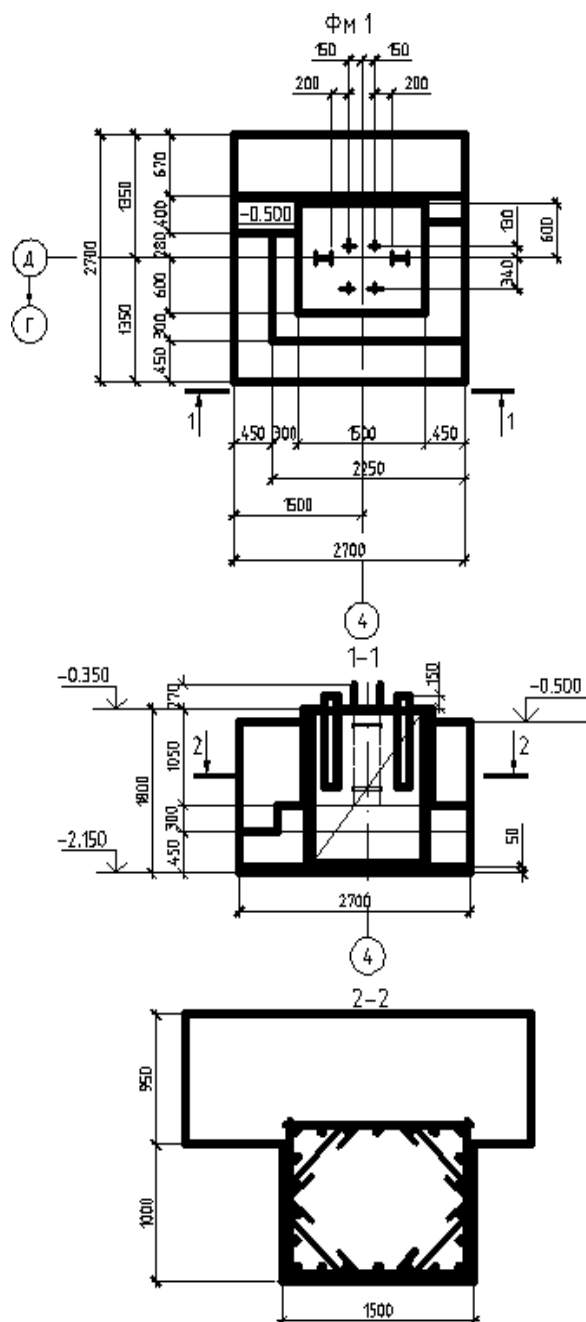


Рисунок 3.3 – Конструювання стовпчастого фундаменту

Вертикальне навантаження прийнято без урахування ваги фундаменту $N = N_{\max} = 334,86 \text{ кН}$.

Конструюємо сітку підосви. Крок арматури в обох напрямках 200 мм.

Діаметр арматури приймаємо за сортаментом - 12 мм.

Підколонник армуємо двома сітками, приймаючи робочу (поздовжню арматуру) конструктивно $\text{Ø}12 \text{ A400}$, поперечну $\text{Ø}6$.

3.4. Проектування пальового фундаменту із забивних паль

3.4.1. Вибір висоти ростверку і довжини паль

Глибину закладення ростверку d_p : 2,1 м.

Відмітку голови палі приймаємо на 0,3 м вище підшви ростверку - 1,8 м. Як несучий обираємо глину тверду, що залягає з позначки 2,9м.

Приймаємо палю С30.30, відмітка нижнього кінця палі складе -4,800м.

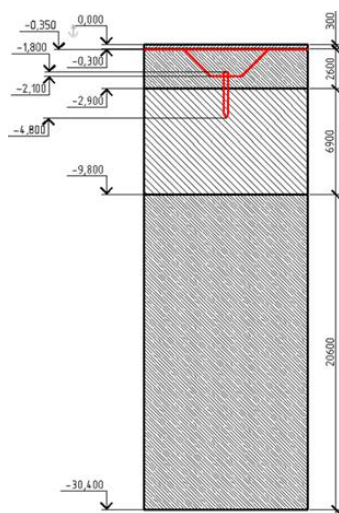


Рисунок 3.4 – Розташування пальового фундаменту в ґрунті

3.4.2 Визначення несучої здатності паль

Дані для розрахунку несучої здатності палі наведемо на рис. 3.5.

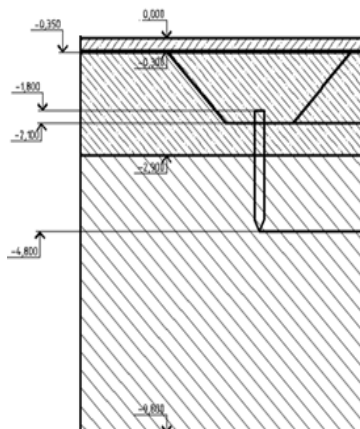


Рисунок 3.5 – Ескіз проектування пальового фундаменту

Несуча здатність висячої палі визначається за формулою $F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot (\sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)) = 1 \cdot (1 \cdot 3960 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 135,3) = 518,8 \text{ кПа}$, де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; $R = 3960 \text{ кПа}$ – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; $A = 0,09 \text{ м}^2$ – площа поперечного перерізу палі; $\gamma_{cR} = 1$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; $\gamma_{cf} = 1$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні перерізу палі; $f_i \cdot h_i = 135,3 \text{ кН}$; $u = 1,2 \text{ м}$ – периметр поперечного перерізу палі. Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком складе $518,8/1,4 = 370,6 \text{ кН}$.

3.4.3 Визначення кількості паль і розміщення їх у фундаменті

Кількість паль у куці визначаємо за формулою: $n = \frac{N}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}} = \frac{334,86}{370,6 - 0,9 \cdot 210 \cdot 20} = 1,1$ де N – сума вертикальних навантажень на обрізі ростверку в комбінації з $N_{\max}$ $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$ – усереднена питома вага ростверка і ґрунту на його обрізі.

Приймаємо 4 палі. Розміри ростверку в плані складуть, враховуючи звиси його за зовнішні грані паль 150 мм – $1800 \times 2100 \text{ мм}$.

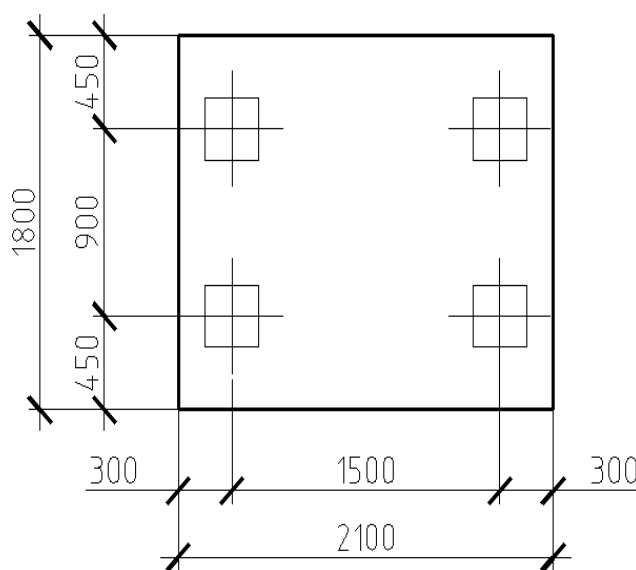


Рисунок 3.6 – Ростверк

3.4.4 Приведення навантажень до підшви ростверку

Пальовий куш розраховується від навантажень, що діють по підшві ростверку. Тому всі навантаження приводимо до центру ростверку на рівні підшви.

Навантаження від ростверку N_p складе $N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_{cp} = 1,1 \cdot 2,1 \cdot 1,8 \cdot 2,1 \cdot 25 = 218,3 \text{ кН}$; $N = N_k + N_p = 334,86 + 218,3 = 553,2 \text{ кН}$; $M = M_k + Q \cdot (d_p - 0,15) = 122,03 + 36,68 \cdot (2,1 - 0,35) = 186,22 \text{ кН}$; $Q = 36,68 \text{ кН}$

3.4.5 Визначення навантажень на кожну палю

Основним критерієм проектування пальових фундаментів є умова:

$$N_{cs} \leq F_d / \gamma_k = 370,6 \text{ кН}.$$

Навантаження на палю $N_{пл}$ під час дії моментів в одному напрямку:

$$N_{cs} = \frac{N}{n} + \frac{M \cdot y}{\sum(y_i^2)}$$

$$N_{cb}^{1,2} = \frac{553,2}{4} + \frac{186,22 \cdot 0,75}{3 \cdot 0,75^2} = 221,1 \text{ кН}$$

$$N_{cb}^{3,4} = \frac{553,2}{4} - \frac{186,22 \cdot 0,75}{3 \cdot 0,75^2} = 55,5 \text{ кН}$$

Умови виконуються.

3.4.6 Розрахунок паль на горизонтальне навантаження

За графіками визначаємо коефіцієнт пропорційності $K = 18000 \text{ кН/м}^4$ (оскільки суглинок твердий $I_j = 0,144$).

За графіками для паль довжиною $l = 3 \text{ м}$ і за коефіцієнта пропорційності $K = 30000 \text{ кН/м}^4$ визначаємо одиничне переміщення від $Q_{пл} = 1 \text{ кН}$ $\varepsilon_H = 0,45 \text{ мм}$. Загальне горизонтальне переміщення $U_p = 0,45 \cdot 9,17 = 4,13 \text{ мм}$.

Значення $U_p < U_r = 10 \text{ мм}$, тому можна приймати гнучке сполучення паль із ростверком.

За гнучкого сполучення одиничний момент у сполученні $M_H = 1,35 \text{ кНм}$, за довжини палі $l = 3 \text{ м}$ і $K = 18000 \text{ кН/м}^4$, а загальний $M = 1,35 \cdot 9,17 = 12,38 \text{ кН}$.

Для палі завдовжки 3 м типова поздовжня арматура -4Ø10A240 при класі бетону B15. Міцність палі достатня [26].

3.4.7 Конструювання ростверку

Розміри підколонника в плані призначаємо - 1200x1500мм.

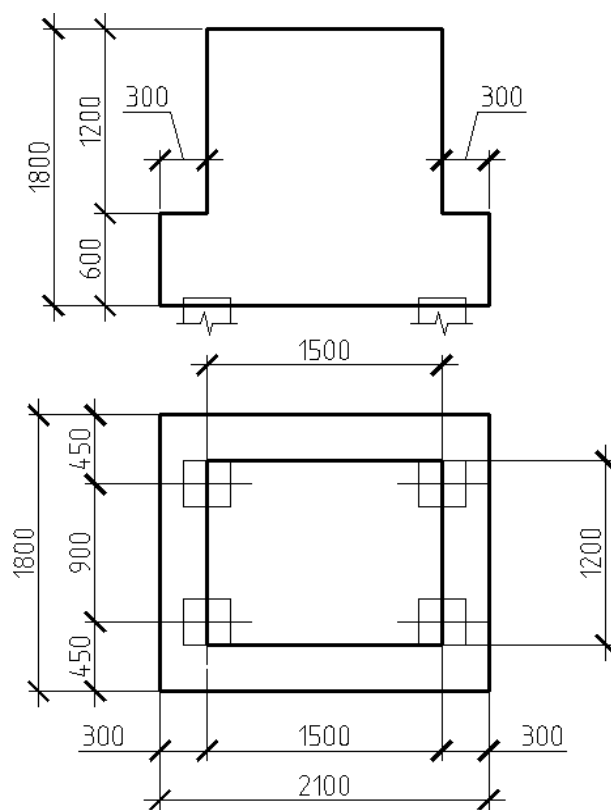


Рисунок 3.7 – Ростверк у плані

Перевіряємо ростверк на продавлювання колоною.

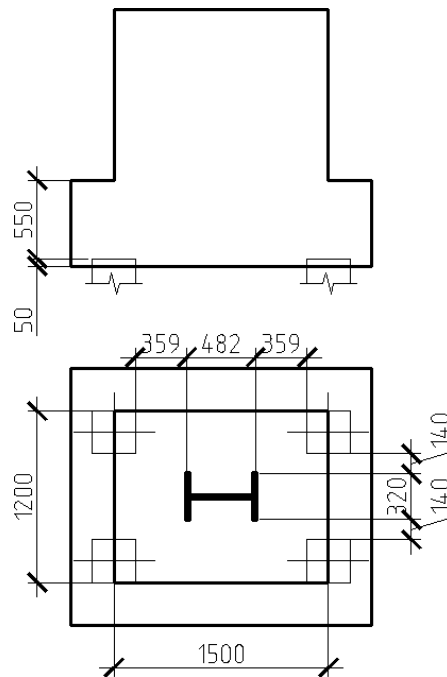


Рисунок 3.8 – Схема роботи ростверку на продавлювання колоною

Перевірка проводиться з умови: $F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{op}}{\alpha} \cdot \left(\frac{h_{op}}{c_1} \cdot (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} \cdot (l_c + c_1) \right)$.

Продавлювальну силу F визначають як подвоєну суму зусиль у палях із найбільш навантаженого боку ростверка. $F = 2 \cdot (N^1 + N^2)$, де зусилля в палях визначається за формулою $N_{cb} = \frac{N}{n} + \frac{M \cdot y}{\sum (y_i^2)}$, від навантажень N і M , прикладених до обрізу ростверку: $N = 334,86$ кН $M = 122,03$ кНм. Зусилля в палях: $N_{c6}^{1,2} = \frac{334,86}{4} + \frac{122,03 \cdot 0,75}{3 \cdot 0,75^2} = 137,9$ кН. Тоді: $F = 2 \cdot (137,9 + 137,9) = 551,6$ кН. Клас бетону ростверка приймаємо В15 з $R_{bt} = 750$ кПа; $h_{op} = 0,55$ м. Значення коефіцієнта α підраховуємо за формулою: $\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k} = 1 - \frac{0,4 \cdot 750 \cdot 2 \cdot (0,482 + 0,320) \cdot 0,9}{334,86} = 0,3$

Приймаємо $\alpha = 0,85$. Значення $c_1 = 0,359$ м; $c_2 = 0,22$ м. Отже: $551,6$ кН $\leq \frac{2 \cdot 750 \cdot 0,55}{0,85} \cdot \left[\frac{0,55}{0,359} \cdot (0,32 + 0,22) + \frac{0,55}{0,22} \cdot (0,482 + 0,359) \right] = 2843,6$ кН

Умова виконується.

Проводимо перевірку на продавлювання кутовою палею.

Перевірка не проводиться, оскільки кутова паля заходить за обидві грані

підколонника на 50 мм.

Конструюємо сітку підшви. Крок арматури в обох напрямках 200 мм.

Діаметр арматури приймаємо за сортаментом - 12 мм.

Підколонник армуємо двома сітка приймаючи робочу (повздовжню арматуру).

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

Усі роботи, а так само всі транспортні шляхи, комунікації, розміщення вантажопідйомних механізмів, розміщення складських майданчиків і виробничо-побутового містечка необхідно вести відповідно до [15,32,33]. Усі небезпечні зони мають бути огорожені та позначені відповідними знаками і написами.

Правила електробезпеки:

Для забезпечення захисту від випадкового дотику до струмоведучих частин необхідно застосовувати такі способи і засоби:

- захисні оболонки;
- захисні огороження (тимчасові або стаціонарні); безпечне розташування струмоведучих частин;
- ізоляція струмоведучих частин (робоча, додаткова, посилена, подвійна);
- ізоляція робочого місця; мала напруга; захисне відключення;
- попереджувальна сигналізація, блокування, знаки безпеки.

Для забезпечення захисту від ураження електричним струмом у разі дотику до металевих неструмоведучих частин, які можуть опинитися під напругою внаслідок пошкодження ізоляції, застосовують такі способи:

- захисне заземлення;
- занулення;
- вирівнювання потенціалу;
- система захисних проводів;
- захисне вимкнення;
- ізоляція неструмоведучих частин;
- електричний поділ мережі;
- мала напруга;
- контроль ізоляції;

- компенсація струмів замикання на землю;
- засоби індивідуального захисту.

Технічні способи і засоби застосовують окремо або в поєднанні один з одним так, щоб забезпечувався оптимальний захист.

Вимоги до технічних способів і засобів захисту мають бути встановлені в стандартах і технічних умовах.

До роботи в електроустановках повинні допускатися особи, які пройшли інструктаж і навчання безпечним методам праці, перевірку знань правил безпеки та інструкцій відповідно до займаної посади стосовно виконуваної роботи з присвоєнням відповідної кваліфікаційної групи з техніки безпеки та не мають медичних протипоказань.

Для забезпечення безпеки робіт у діючих електроустановках повинні виконуватися такі організаційні заходи призначення осіб, відповідальних за організацію та безпеку виконання робіт;

- оформлення наряду або розпорядження на виконання робіт; здійснення допуску до проведення робіт;
- організація нагляду за проведенням робіт;
- оформлення закінчення роботи, перерв у роботі, переведень на інші робочі місця;
- встановлення раціональних режимів праці та відпочинку.

Конкретні переліки робіт, які повинні виконуватися за нарядом або розпорядженням, слід встановлювати в галузевій нормативній документації.

Для забезпечення безпеки робіт в електроустановках слід виконувати:

- відключення установки (частини установки) від джерела живлення;
- перевірка відсутності напруги;
- механічне замикання приводів комутаційних апаратів, зняття запобіжників, від'єднання кінців живильних ліній та інші заходи, що унеможливають помилкове подавання напруги до місця роботи;
- заземлення відключених струмоведучих частин (накладення переносних заземлювачів, увімкнення заземлювальних ножів);

- огороження робочого місця або струмоведучих частин, що залишаються під напругою, до яких у процесі роботи можна доторкнутися або наблизитися на неприпустиму відстань.

Під час проведення робіт зі зняттям напруги в діючих електроустановках або поблизу них:

- відключення установки (частини установки) від джерела живлення електроенергією;
- механічне замикання приводів відключених комутаційних апаратів, зняття запобіжників, від'єднання кінців живильних ліній та інші заходи, що забезпечують неможливість помилкового подавання напруги до місця роботи;
- установлення знаків безпеки та огороження струмоведучих частин, що залишаються під напругою, до яких у процесі роботи можна доторкнутися або наблизитися на неприпустиму відстань;
- накладення заземлень (увімкнення заземлювальних ножів або накладення переносних заземлень);
- огороження робочого місця і встановлення розпорядчих знаків безпеки.

Під час проведення робіт на струмоведучих частинах, що перебувають під напругою:

- виконання робіт за нарядом не менш як двома особами, із застосуванням електрозахисних засобів, із забезпеченням безпечного розташування працюючих і використовуваних механізмів і пристосувань.

Правила щодо роботи з вантажопідійомними механізмами:

Вибір способів виконання робіт повинен передбачати запобігання або зниження до рівня допустимих норм впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів шляхом:

- механізації та автоматизації вантажно-розвантажувальних робіт;
- застосування пристроїв і пристосувань, що відповідають вимогам безпеки;
- експлуатації виробничого обладнання відповідно до чинної нормативно-технічної документації та експлуатаційних документів;

- застосування знакової та інших видів сигналізації під час переміщення вантажів підйомно-транспортним обладнанням;
- правильного розміщення та укладання вантажів у місцях виконання робіт і в транспортні засоби;
- дотримання вимог до охоронних зон електропередачі, вузлів інженерних комунікацій та енергопостачання.

Під час переміщення вантажу підйомно-транспортним устаткуванням перебування працюючих на вантажі та в зоні його можливого падіння не допускається.

Після закінчення і в перерві між роботами вантаж, вантажозахоплювальні пристосування і механізми (ківш, грейфер, рама, електромагніт тощо) не повинні залишатися в піднятому положенні.

Переміщення вантажу над приміщеннями і транспортними засобами, де перебувають люди, не допускається.

Вантажі (крім баласту, що вивантажується для колійних робіт) за висоти їхнього укладання, рахуючи від голівки рейки, до 1,2 м повинні знаходитися від зовнішньої грані голівки найближчої до вантажу рейки залізничної або підкранової колії на відстані не менше ніж 2,0 м, а за великої висоти - не менше ніж 2,5 м.

Стропування великогабаритних вантажів (металевих, залізобетонних конструкцій та ін.) необхідно проводити за спеціальні пристрої, стропувальні вузли або позначені місця залежно від положення центру тяжіння і маси вантажу. Місця стропування, положення центру тяжіння і маси вантажу мають бути позначені підприємством-виробником продукції або вантажовідправником. Перед підйомом і переміщенням вантажів повинні бути перевірені стійкість вантажів і правильність їх стропування. Способи укладання і кріплення вантажів повинні забезпечувати їхню стійкість під час транспортування і складування, розвантаження транспортних засобів і розбирання штабелів, а також можливість механізованого навантаження і вивантаження. Маневрування транспортних засобів з вантажами після зняття кріплення з вантажів не допускається.

Штабелі сипучих вантажів повинні мати укоси крутизною, що відповідає

куту природного укусу для вантажів цього виду, або повинні бути огорожені міцними підпірними стінками.

Дахи контейнерів, пристрої для їхнього стропування і кріплення до транспортних засобів мають бути очищені від сторонніх предметів, льоду і снігу.

У місцях навантаження і вивантаження лісоматеріалів мають бути передбачені пристосування, що унеможливають розвал лісоматеріалів.

Навантаження і вивантаження сипучих вантажів слід проводити механізованим способом, що виключає забруднення повітря робочої зони.

Під час ліквідації зависання сипучих вантажів у ємностях перебування в них працюючих не допускається.

Під час розвантаження сипких вантажів з автомобілів-самоскидів, що стоять на насипах, а також під час засипання котлованів і траншей ґрунтом, автомобілі-самоскиди необхідно встановлювати на відстані не менше ніж 1 м від бровки природного укусу.

При виникненні небезпечних і шкідливих виробничих факторів внаслідок впливу метеорологічних умов на фізико-хімічний стан вантажу навантажувально-розвантажувальні роботи повинні бути припинені або вжиті заходи щодо створення безпечних умов праці.

Перед початком навантажувально-розвантажувальних робіт повинен бути встановлений порядок обміну умовними сигналами між тим, хто подає сигнали (стропальником), та машиністом підйимально-транспортного устаткування.

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць повинна забезпечувати безпеку і здорові умови праці працюючих на всіх етапах виконання робіт згідно з вимогами [32,33], санітарних, протипожежних та ін. норм, які стосуються будівельного виробництва.

Територія майданчика, а під час будівництва і ділянки виконання робіт мають бути огорожені згідно з ДСТУ Б В.2.8-43:2011. Небезпечні зони мають бути забезпечені знаками безпеки, дороги і проїзди - дорожніми знаками. Швидкість руху автотранспорту на майданчику не повинна перевищувати: 10 км/год - на прямих ділянках і 5 км/год - на поворотах.

Відповідно до чинних норм у проєкті виконано розрахунок необхідних санітарно-побутових приміщень для будівельників.

Штучне освітлення будівельних майданчиків і місць виконання будівельних і монтажних робіт має відповідати вимогам ДСТУ Б А.3.2-15:2011[32,33].

При виконанні робіт повинен бути забезпечений вільний під'їзд до всіх споруджуваних і тимчасових будівель. Під час прокладання трубопроводів і кабелів через дороги необхідно влаштовувати переїзні містки або тимчасові об'їзди.

Електробезпека на будівельному майданчику, ділянках робіт і робочих місцях повинна забезпечуватися відповідно до вимог [32].

Будівельно-монтажні роботи в охоронній зоні діючої повітряної лінії електропередачі слід виконувати згідно з вимогами [32,33].

Виконання робіт у зоні діючих комунікацій слід здійснювати згідно під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні кабелів, що перебувають під напругою, або діючого газопроводу, крім того, під наглядом працівника електро- або газового господарства.

Котловани і траншеї, що розробляються на вулицях, проїздах у дворах населених пунктів, а також у місцях, де відбувається рух людей і транспорту, повинні бути огорожені захисними огороженнями з урахуванням вимог ДСТУ Б В.2.8-43:2011. На огороженні необхідно встановити попереджувальні написи і знаки, а в нічний час - сигнальне освітлення.

У проєктах виконання робіт мають бути розроблені докладні заходи з охорони праці під час виконання будівельно-монтажних, будівельних і спеціальних робіт.

4.1 Заходи з пожежної безпеки

Заходи з техніки безпеки та виробничої санітарії подано у вигляді проєктних міркувань з основних питань охорони праці та виробничої санітарії на будівельному майданчику, які зводяться до таких основних положень:

Щоб уникнути доступу сторонніх осіб, територія роботи огорожується тимчасовою огорожею з козирком і тротуаром.

До початку основних робіт на будмайданчику має бути споруджено внутрішньомайданчикові дороги (без верхнього покриття), що використовуються на період будівництва, які забезпечують вільний доступ транспорту до об'єктів, що будуються.

На території будівництва мають бути встановлені покажчики проїздів і переходів. Небезпечні для руху зони слід огорожувати або виставляти попереджувальні написи і сигнали, видимі в денний і нічний час.

Проїзди, проходи, вантажно-розвантажувальні майданчики необхідно регулярно очищати від сміття, будівельних відходів і нічим не захарашувати. У зимовий час очищати від снігу, льоду, посипати дороги піском і шлаком.

У місцях переходів через канали і траншеї мають бути встановлені містки завширшки не менше ніж 0,8 м з поручнями заввишки 1,0 м.

Виконання будівельно-монтажних робіт у темний час доби допускається тільки за достатнього освітлення відповідно до "Норм освітлення будівельних майданчиків" (ДСТУ Б А.3.2-15:2011).

На будівельному майданчику обладнуються санітарно-побутові приміщення для працюючих.

Будівельний майданчик має бути забезпечений аптечками з медикаментами та засобами для надання першої допомоги постраждалим.

Перед лінією обмеження роботи крана на відстані 3 м від неї повинна бути позначена лінія попередження. Кранівник зобов'язаний, не доводячи 1 м до застережливого знака, зупинити вантаж, далі до місця встановлення вантажу переміщати його повторними короткими включеннями, підводячи на зниженій швидкості.

Межі небезпечних зон виконання монтажних робіт огородити тимчасовими огороженнями, позначити попереджувальними знаками безпеки. Рух транспорту і людей у небезпечній зоні на період монтажу конструкцій виключити. Майданчик монтажу елементів каркаса в темний час доби освітити, закріпивши до верхніх

поясів ферм покриття електросвітільники.

Усі конкретні технічні рішення з питань безпеки і нешкідливості виконання робіт та організації санітарно-гігієнічного обслуговування працюючих на будівництві розробляють у проєктах виконання робіт.

Тимчасові проїзди використовуються як пожежні під'їзди і мають бути не зайняті матеріалами і машинами.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У результаті виконання кваліфікаційної роботи було комплексно опрацьовано проєкт анодно-монтажного відділення алюмінієвого заводу із дотриманням вимог чинних будівельних норм та стандартів.

У першому розділі подано детальну характеристику району будівництва, зокрема кліматичні, гідрогеологічні та сейсмічні умови, що були враховані при проєктуванні конструкцій. Розроблено об'ємно-планувальне рішення будівлі з урахуванням технологічних вимог та функціонального зонування. Описано архітектурно-конструктивну схему з опором на сталевий каркас, сендвіч-панелі як огорожувальні конструкції та заходи із забезпечення вогнестійкості. Проведено теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожень.

У другому розділі детально розглянуто компонування конструктивної схеми каркаса: визначено основні геометричні параметри, систему зв'язків, типи огорожувальних елементів. Проведено розрахунок поперечної рами з урахуванням постійних, тимчасових (вітрових, снігових, кранових) навантажень. Особливу увагу приділено розрахунку та підбору елементів кроквяної ферми — зусилля визначено методом скінченних елементів. Також виконано розрахунок та конструювання металевих сходів згідно з навантаженнями та нормативами міцності й жорсткості.

У третьому розділі проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика та виконано порівняльне проєктування фундаментів. Запропоновано два варіанти: стовпчастий монолітний фундамент на природній основі та пальовий фундамент із забивних паль із ростверком. Для обох випадків виконано перевірку на міцність, стійкість, осідання та продавлювання. Розрахунки підтверджують відповідність обраних рішень умовам експлуатації та надійності.

У розділі «Безпека життєдіяльності» визначено комплекс заходів з пожежної безпеки, конструктивного захисту та евакуації, що гарантують відповідність проєктованої будівлі сучасним нормам охорони праці.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам’яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Гудь, М. І., & Гиря, П. В. Властивості полімербетонів. Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 28-28.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Конончук, О. П., Дідик, Н. Б., Кейса, М. В., & Копач, О. О. (3.4). Дослідження впливу різних видів навантаження на роботу каркасу будівлі методом скінчених елементів. Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 16-17.
12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В.,

Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 20-20.

13. Конончук, О. П., Хома, І. Б., & Чайковський, А. С. (3.6). Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 9-10.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд

України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.

29. Ясній, В. П., & Микитишин, Т. (3.7). Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску. Вісник Тернопільського національного технічного університету, 111(3.8), 97-105.

30. Щепановський, В., Лебедєва-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.

31. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.

32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.

33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.