

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ

Кафедра Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА
на тему:**

«СКЛАД ПРОЛЬОТОМ 24 м»

Даскевич Дмитро Юрійович

Одеса 2020 р.

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ**

Кафедра Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

ЗАТВЕРДЖУЮ
завідувач кафедри
доц. Гілодо О.Ю.

„___” _____ 2020 року

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА**

на тему:

«СКЛАД ПРОЛЬОТОМ 24 м»

Виконав студент групи ПЦБ – 616

Будівництво та цивільна інженерія

(спеціальність)

Промислове та цивільне будівництво

(освітня програма)

Даскевич Дмитро Юрійович

Керівник Купченко Ю.В.

к.т.н., доцент

Одеса 2020 р.

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Інститут: Інженерно - будівельний
Кафедра: Металевих, дерев'яних та масивних конструкцій
Освітній рівень: «магістр»
Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
Освітня програма: Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ
Декан факультету

„___” _____ 2020 року

ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА

Даскевич Дмитро Юрійович

(прізвище, ім'я та по батькові студента)

1. Тема роботи Склад прольотом 24 м

затверджена наказом ректора ОДАБА № 562 від «30» вересня 2019 року

2. Керівник роботи

Купченко Юрій Вікторович, к.т.н., доц.

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

3. Строк подання студентом роботи до захисту 21.01.2020.

4. Зміст пояснювальної записки за розділами:

- P.1. Вступ. Архітектурна частина.
P.2. Розрахунково-конструктивна частина. Інженерно-дослідницька
частина.
P.3. Оснви і фундаменти.
P.4. Технологія будівельного виробництва.
P.5. Організація будівельного виробництва.
P.6. Економічна частина.
P.7. Охорона праці

5. Графічний матеріал за розділами

- P.1. Архітектурна частина - 3 листи.
 P.2. Розрахунково-конструктивна частина - 3 листи.
 P.2. Інженерно-дослідницька частина - 1 лист.
 P.3. Основи і фундаменти - 1 лист.
 P.4. Технологія будівельного виробництва - 1 лист.
 P.5. Організація будівельного виробництва - 2 листи.

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1. <u>Вступ. Архітектурна частина</u>	29.10.2019.
Розділ 2. <u>Розрахунково-конструктивна частина.</u>	28.11.2019.
Розділ 3. <u>Основи і фундаменти.</u>	17.12.2019.
Розділ 4. <u>Технологія будівельного виробництва</u>	25.12.2019.
Розділ 5,6. <u>Організація будівельного виробництва</u>	10.01.2020.
<u>Економічна частина</u>	14.01.2020.
Остаточне оформлення роботи	16.01.2020.
Направлення роботи на рецензування, перевірку на плагіат	17.01.2020.
Попередній захист роботи на кафедрі	21.01.2020.

8. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1.	<u>Зоч. Трощак Т. П.</u>	21.10.2019.	
Розділ 2.	<u>Купченко Ю. В.</u>		
Розділ 3.	<u>Митинський В. М.</u>	20.12.19	
Розділ 4.	<u>Решітська Н. В.</u>	20.12.19	
Розділ 5.	<u>Гайзучина О. А.</u>		
Розділ 6.	<u>Гайзучина О. А.</u>		
Розділ 7.	<u>Муєв О. М.</u>		

9. Дата видачі завдання 5.09.2019.

Зав. кафедри

(підпис)

Гілого О. Ю.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Купченко Ю. В.

(прізвище та ініціали)

Студент

(підпис)

Даскевич Д. Ю.

(прізвище та ініціали)

Анотація

Одеська державна академія будівництва та архітектури.

Даскевич Дмитро Юрійович.

Інженерно-будівельний інститут, група ПЦБ – 616.

Атестаційна випускна робота на здобуття освітнього ступеня магістра «Склад прольотом 24 м».

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія. Освітня програма – промислове та цивільне будівництво.

Керівник – Купченко Ю.В., кандидат технічних наук, доцент.

Обсяг роботи: 8 розділів («Архитектурно-будівельний», розрахунковий «Сталеві конструкції», іноваційно-дослідницький, «Основи і фундаменти», «Технологія будівельного виробництва», «Організація будівельного виробництва», «Охорона праці і техніка безпеки у будівництві», «Економіка будівництва», література; сторінок – 155, таблиць – 32, рисунків – 26, креслень – 11.

Миколаївський морський торгівельний порт на території причалу здійснює перевалку, складування і відправку замовникам судами продукцію металургійних підприємств України. Металопродукція у вигляді рулонів і пачок листової сталі підвозиться залізнично-дорожнім транспортом на платформах і складається в тилу причалу на відкритому повітрі. Із-за дії атмосферних опадів листи металу іржавіють і втрачають товарний вигляд, особливо ті партії, які тривалий час зберігаються або залишаються незатребуваними замовниками. Враховуючи велике народногосподарське значення, що додається експорту металів з України, а також з метою оберігання складованої металопродукції від дії атмосферних опадів, керівництвом Миколаївського морського торгівельного порту було прийнято рішення про споруду складу зберігання генеральних вантажів (сталевих прокату) на території причалу. Тому актуальним завданням для виконання атестаційної магістерської роботи є проектування будівлі складу прольотом 24 м для зберігання сталевих прокату.

Проектуєма будівля є одноповерховою однопролітною промисловою спорудою з повним сталевим каркасом. Будівля складається з одного прольоту розміром 24 м. Довжина будівлі 96 м. Крок колон 6 м (в місцях улаштування воріт – 8 м). По крайніх рядах торцевих стін передбачені фахверкові колони. Висота до низу несучих конструкцій покриття 7.5 м.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується защемленням колон у фундаментах і шарнірним з'єднанням з жорстким диском покриття, а також вертикальними зв'язками по колонах і системою зв'язків між кроквяними фермами покриття споруди.

Статичний розрахунок рами і ферми покриття виконано за допомогою спеціалізованого програмного комплексу для розрахунку будівельних конструкцій SCAD. Запроектвані основні елементи сталевого каркасу – колонна, кроквяна ферма, прогонове покриття, зв'язки, а також основні вузли каркасу.

Іноваційно-дослідницький розділ виконаний за темою «Проектування ефективного перерізу сталеві колони каркасу промислової будівлі». Скомпонована та розрахована сталева колона каркасної будівлі складу з ефективним, оптимальним перерізом використовуючи принцип рівностійкості стержня. Колона запроектована наскрізна двогілкова на планках (з гілками виконаними складеного швелерного перерізу з двох рівнополичних кутиків) і в порівнянні з суцільною колоною (з традиційним перерізом із прокатного широкополичного двотавра) є рівностійкою і більш економічною за витратами сталі. Економія, згідно специфікації сталі, склала для одної колони 309 кг, а для колон усієї будівлі – майже 10 т. В перспективі, при подальших дослідженнях і проектних вишукуваннях, необхідно ширше застосовувати принцип рівностійкості для сталевих стержневих елементів і конструкцій.

У розділі «Основи і фундаменти» запроектвані два варіанти фундаментів під несучі колони каркасу – фундамент стовпчастий неглибокого закладання та пальовий фундамент. При розгляді техніко-економічних показників проєктованих варіантів фундаментів було визначено, що найбільш вигідним за вартістю і матеріаломісткістю є варіант фундаменту неглибокого закладання.

У розділі «Технологія будівельного виробництва» розроблена технологічна карта на монтаж сталевих колон каркасу будівлі складу, визначено монтажний кран МКА-16, проходки крану і місця його стоянки.

У розділі «Організація будівельного виробництва» розроблений календарний план у вигляді лінійного графіка з ресурсними графіками. Також для зведення конструкцій будівлі складу запроєктований об'єктний будівельний генеральний план, визначена тривалість зведення – 4 місяці.

Розроблені основні питання охорони праці і техніки безпеки під час будівництва складу зберігання сталевих прокату.

У розділі «Економіка будівництва» складені локальний кошторис на будівельні роботи, об'єктний кошторис, зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва складу. Визначено зведений кошторисний розрахунок складу у сумі 16658.025 тис. грн.

Висновок. Враховуючи велике народногосподарське значення, що додається експорту металів з України, а також з метою оберігання складованої металопродукції від дії атмосферних опадів, в представленій атестаційній роботі магістра розроблено актуальне завдання – запроєктована будівля складу в сталевому каркасі прольотом 24 м.

Одними з найважливіших завдань в галузі будівництва України є оптимальне проектування для забезпечення економії та надійності, довговічності, безпеки сталевих конструкцій, що експлуатуються. З врахуванням цього напрямку в іноваційно-дослідницькому розділі запроєктована колона каркасу з використанням принципу рівностійкості, що забезпечило економію сталі майже 10 т в порівнянні з традиційними проектними рішеннями.

Ключові слова: сталевий каркас, колона, кроквяна ферма, рівностійкість, проліт, стержень.

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture.

Daskevich Dmitro Yuryovich.

Institute of Civil Engineering, group PGS-616.

Certification graduation work to obtain an educational master's degree "Warehouse with a span of 24 m".

Specialty 192 – Construction and civil engineering. The educational program is industrial and civil construction.

Adviser – Kupchenko Y.V., PhD., Assistant Professor.

Key words: steel frame, column, steel trusses, equidistance, span, rod.

Зміст

1. Вступ	9
2. Архітектурно-будівельний розділ	10
3. Розрахунковий розділ «Сталеві конструкції»	20
4. Іноваційно-дослідницький розділ	48
5. Розділ «Основи і фундаменти»	69
6. Розділ «Технологія будівельного виробництва»	89
7. Розділ «Організація будівельного виробництва»	105
8. Розділ «Охорона праці і техніка безпеки у будівництві»	123
9. Розділ «Економіка будівництва»	140
10. Література	155

Вступ

Миколаївський морський торговельний порт на території причалу здійснює перевалку, складування і відправку замовникам судами продукцію металургійних підприємств України. Металопродукція у вигляді рулонів і пачок листової сталі підвозиться залізнично-дорожнім транспортом на платформах і складається в тилу причалу на відкритому повітрі. Із-за дії атмосферних опадів листи металу іржавіють і втрачають товарний вигляд, особливо ті партії, які тривалий час зберігаються або залишаються незатребуваними замовниками. Враховуючи велике народногосподарське значення, що додається експорту металів з України, а також з метою оберігання складованої металопродукції від дії атмосферних опадів, керівництвом Миколаївського морського торговельного порту було прийнято рішення про споруду складу зберігання генеральних вантажів (сталевих прокатів) на території причалу. Тому актуальним завданням для виконання атестаційної магістерської роботи є проектування будівлі складу прольотом 24 м для зберігання сталевих прокатів.

Мета роботи – запроектувати будівлю складу для зберігання сталевих прокатів. Завдання роботи – забезпечити раціональне використання несучих сталевих конструкцій при проектуванні каркасної будівлі.

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

Дипломник: Даскевич Д

Консультант: доц. Плахотний Г.Н.

1.1 Вихідні дані для проектування.

Площадка під будівництво складу про польотом 24 м знаходиться в м. Миколаєві на території Миколаївського морського торговельного порту.

Площадка будівництва згідно [1] розташована у III кліматичному районі, підрайон III Б.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів складає 0,8 м.

Атмосферні навантаження на конструкції будівель і споруд прийняті по [2] характеристичне значення снігового навантаження складає 0,87 кПа (87 кгс/м²), характеристичне значення вітрового навантаження складає 0,49 кПа (47 кгс/м²).

Рельєф ділянки має ухил в південно-західному напрямі.

Температура зовнішнього повітря:

- абсолютно мінімальна: -30 °С;
- середня найбільш холодної п'ятиднівки: -22 °С;
- середньомісячна в липні: + 29,3 °С.

Середня відносна вологість повітря:

- найбільш холодного місяця, січня, дорівнює 81%;
- найбільш теплого місяця, липня, дорівнює 55%.

Таблиця 1.1. Напрямок і швидкість вітру

Місяць	Повторюваність вітрів по напрямку, %								Повторюваність штилей, %
	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Січень	15	21	12	11	10	10	8	13	6
Липень	23	18	4	3	6	14	9	23	10
	Середня швидкість вітру по напрямках, м/с								Максим. із середніх швидкостей, м/с
Січень	5,2	5,4	4,6	4,7	4,5	4,5	4	4,5	5,4
Липень	4,1	3,2	2,7	2,6	4,6	4	3,2	4	3,2

Споруда складу проектується на території Миколаївського морського торговельного порту.

Згідно з технологічними вимогами склад повинен мати площу 2000 м², висоту до низу несучих конструкцій 7.5 м і 5 розсувних воріт для проїзду автотранспорту.

Будівля каркасна, не опалювальна, каркас споруди виконаний із сталевих конструкцій.

Вентиляція примусова, освітлення штучне.

Ґрунти характеризуються відносно однорідними і горизонтальними по товщині нашарування.

Геологічна будова ділянки характеризується наступними нашаруваннями ґрунтів, зверху вниз:

ПґЕ №1 – ґрунтово-рослинний шар, потужністю від 1 до 1.4 метра.

ПґЕ №2 – суглинок льосовидний, завтовшки від 2.6 до 2.8 метра.

ПґЕ №3 – льос, потужністю від 8.6 до 9.1 метра.

ПґЕ №4 – суглинок завтовшки від 3 до 3.2 метра.

ПґЕ №5 – глина червоно-бура, повністю пройдена не була.

1.1.1 Характеристика існуючої території будівництва.

В даний час Миколаївський морський торговельний порт на території причалу здійснює перевалку, складування і відправку замовникам судами продукцію металургійних підприємств України.

Металопродукція у вигляді рулонів і пачок листової сталі підвозиться залізнодорожним транспортом на платформах і складується в тилу причалу на відкритому повітрі.

Із-за дії атмосферних опадів листи металу іржавіють і втрачають товарний вигляд, особливо ті партії, які тривалий час зберігаються або залишаються незатребуваними замовниками.

На причалі транспортні операції з пачками і рулонами металу виконуються двома існуючими автонавантажувачами типу «Лінда», вантажопідйомністю 25 т, з дизельним двигуном внутрішнього згорання.

Враховуючи велике народногосподарське значення, що додається експорту металів з України, а також з метою оберігання складованої металопродукції від дії атмосферних опадів, керівництвом Миколаївського морського торговельного порту було прийнято рішення про споруду складу зберігання генеральних вантажів (сталевих прокату) на території причалу.

1.1.2 Основні технологічні рішення.

Склад зберігання сталевих прокату згідно з технологічними вимогами має внутрішні габаритні розміри в плані 96×24 м, висоту до низу несучих конструкцій покриття 7.5 м, висота в коньку 11.35 м. Будівля одноповерхова, однопролітна, розмір прольоту складає 24 м.

У склад передбачено п'ять автов'їздів, що перекриваються розсувними механізованими воротами.

Розміри воріт: ширина 7.5 м, висота 5.5 м.

Вказані розміри вибрані виходячи з габаритів використовуваних автонавантажувачів і ширини безпечних проходів обслуговуючого персоналу.

Загальна площа складу 2304 м², корисна 1500 м².

Складування вантажів здійснюється підлоговим способом.

Розміщення металопродукції, що зберігається, в складі виконується окремими ділянками з проходами шириною до 1.8 м. Проходи передбачені з метою візуального контролю маркіровок пачок листів і рулонів, щоб уникнути змішування вантажів.

Технологічний процес заповнення складу генеральних вантажів металопродукцією і видачі її під завантаження морських судів полягає в транспортуванні автонавантажувачами вантажопідйомністю 25 т пачок і рулонів листової сталі від залізничних платформ в склад, складуванні металу на окремих ділянках зберігання, відповідно до об'єму кожного виду партії вантажу,

зберіганні і видачі автонавантажувачами металу в зону дії порталних кранів, що завантажують судна.

1.2 Генплан.

Згідно робочого проекту по генеральному плану склад зберігання генеральних вантажів (сталевих прокату) розмірами в плані 24×96 м розміщується на причалі Миколаївського морського торговельного порту на місці раніше запроектованої адміністративно-побутової будівлі та існуючого критого ремонтного майданчика.

Підготовка території під будівництво складу (розбирання критого ремонтного майданчика, демонтаж лінії електроосвітлення і перенесення каналізації, кабельного зв'язку) здійснюється замовником.

Проектом намічається улаштування автов'їздів до складу з покриттям із збірних залізобетонних плит ППЖ-1 (плити покриттів доріг, портів і аеродромів – плита портова) розміром $2 \times 3 \times 0.3$ м, що забезпечує роботу автонавантажувачів вантажопідйомністю 25 тонн марки «Лінда».

Територія, прилегла до складу, упорядковується шляхом планування, улаштування асфальтобетонного покриття з врахуванням забезпечення відведення дощових вод і улаштування газонів з посівом багатолітніх трав на вільних від забудови ділянках.

Рішення по генплану і транспорту дивитися на кресленнях, що додаються.

1.3 Об'ємно–планувальне вирішення будівлі.

Будівля складу зберігання сталевих прокату одноповерхова, однопролітна, прямокутної форми в плані розміром 96×24 м в осях. Висота до низу сталевих кроквяних ферм покриття 7.5 м. Висота будівлі по коньку 11.35 м.

Конструктивна будівля вирішено в сталевому каркасі з поперечними рамами прольотом 24 м.

Крок поперечних рам каркаса споруди 6 м, і 8 м в місцях розташування в'їзних воріт.

Огороджуючі конструкції стін запроектовані із сталевих профільованих листів.

За умовну відмітку 0.000 прийнятий рівень чистої підлоги складу, що відповідає абсолютній відмітці 19.850 по генплану.

Місткість складу складе не менше 20 тис. тонн листової сталі в пачках і рулонах.

Вантажообіг при використанні двох 25-тонних автотранспортувальників і середній тривалості зберігання 18 діб складе 400 тис. тонн сталі на рік.

1.4 Конструктивне вирішення будівлі.

Будівля не має кранового устаткування.

У стінах будівлі запроектовано п'ять воріт для в'їзду автомобільного транспорту. Ворота двостворкові, відкотні на підвісних створках.

Покриття прогінне двосхиле з ухилом 10% запроектовано з профільованих оцинкованих пофарбованих листів по сталевих прогонах з швелерів, що спираються на трапецієвидні сталеві кроквяні ферми. Водовідвід з покрівлі передбачений зовнішній, організований.

Природна освітленість складської будівлі забезпечується віконними отворами розміром 4.8×1.2 м розташованими по поздовжніх сторонах будівлі. Для забезпечення евакуації запроектовано два дверні отвори розміром 1×2.4 м. Віконні і дверні блоки запроектовані з алюмінієвих профілів.

Фундаменти монолітні стовпчасті ступінчасті залізобетонні з бетону приготованого на сульфатостійкому портландцементі, із замоноліченими в них анкерними болтами для закріплення з їх допомогою сталевих колон.

Колони сталеві, з прокатних двотаврів.

Підлоги залізобетонні, збірно-монолітні.

В'їзди (пандуси) монолітні, залізобетонні.

Будівля не опалювальна.

Основні будівельні показники:

Площа забудови 2304 м^2

Корисна площа	1500 м ²
Будівельний об'єм	24192 м ³ .

1.5 Зовнішня і внутрішня обробка будівлі

Обробні роботи проводяться за допомогою нормокомплектів інструментів і пристосувань.

Сталеві профільовані листи зовнішніх стін і покрівлі монтують пофарбованим згідно паспорту фасадів.

Масляні, емалеві ґрунтові склади наносяться за допомогою пістолетів-розпилювачів.

При обробці на висоті використовується страховка і при роботі в закритому приміщенні використовуються респіратори.

Металеві конструкції спорудження складу, що знаходяться усередині, фарбують пентафталевою емаллю за допомогою пневматичних розпилювачів. Вікна і двері фарбують масляними фарбами за допомогою кистей, валиків з хутряною або поролоновою шубою, а також пістолетов-розпилювачів.

1.6 Благоустрій

Для створення нормальних санітарно-гігієнічних умов роботи на проектуемому складі передбачаються заходи щодо благоустрою території. Влаштовуються тротуари, місця короткочасного відпочинку і озеленення.

Тротуари запроектовані шириною 1.0...1.5 м. Складаються з асфальтобетону (0.03 м), щебеня (0.12 м) з бортовим каменем.

Озеленення вирішується улаштуванням стійкого газонного покриття і на окремих ділянках посадкою дерев і чагарників.

Передбачається установка лавок, урн, ваз.

1.7 Інженерне устаткування.

1.7.1 Електропостачання і силове електроустаткування.

Основними споживачами електричної енергії з напругою 380/220 В складу сталевих прокатів є електродвигуни вентиляторів, механізмів розсувних воріт і електроосвітлення.

Встановлена потужність електроприймачів складу складає 41.0 кВт.

Розрахункова максимальна електрична потужність складає 25.0 кВт.

По надійності живлення електроприймачів складу генеральних вантажів відносяться до III категорії електропостачання.

Електропостачання споживачів складу генеральних вантажів (сталевих прокатів) передбачається від щита 0.4 кВ КТП2×1000кВА, обладнаного приладами обліку електроенергії, з установкою розподільного пункту в складі.

Електромережа від щита 0.4кВ КТП2×1000кВт до розподільного пункту складу здійснюється кабелем марки АА ШВУ-1 перерізом 4×25 мм², який прокладається в земляній траншеї.

Для управління електроприводами механізмів розсувних воріт використовуються ящики управління індивідуального виготовлення.

В якості пускової апаратури приймаються магнітні пускачі серії ПМЛ.

Захист електродвигунів і їх мереж від струмів короткого замикання виконується автоматичними вимикачами, а від струмів перевантаження тепловими реле.

Живляча і розподільна мережа виконується дротом марки АПВ, прокладеним в трубах по стінах. Для пересувних механізмів застосовується гнучкий кабель марки КГ.

В цілях забезпечення безпеки робіт обслуговуючого персоналу передбачається захисне заземлення електроустаткування.

1.7.2 Електроосвітлення

Розрахунок освітленості виконаний відповідно до норм [3] з врахуванням категорії, призначення і середовища приміщення.

Передбачено робоче і аварійне освітлення. Світильники аварійного освітлення нормально включені під час роботи робочого освітлення.

Освітлення виконане світильниками зі світлодіодними лампами.

Робоче і аварійне освітлення виконується на напрузі 220 В.

Живлячі і групові мережі виконуються кабелем АВВГ з прокладкою по стіні і на тросі.

Управління освітленням здійснюється автоматами з щитків і індивідуальними вимикачами.

Для освітлення в'їздів передбачені світильники над воротами.

Обслуговування світильників здійснювати з автовежі.

1.7.3 Водопостачання і каналізація

Для проектуемого складу зберігання сталевого прокату передбачаються зовнішні і внутрішні мережі протипожежного водопроводу.

Внутрішня і зовнішня система пожежогасіння запроектована від існуючого закольцованного господарсько-протипожежного водопроводу, проходящего поблизу складу.

Склад з незахищеними несучими металевими конструкціями і об'ємом приміщення більше 20 тис. m^3 відноситься до категорії «Д» по пожежній небезпеці і Ша ступеню вогнестійкості.

Витрати води на внутрішнє пожежогасіння такого проектуемого складу згідно [4] складає 1 струмінь – 5 л/сек з тиском в пожежного крану $H=19.9$ м.

Витрати на зовнішнє пожежогасіння прийняті в кількості $Q=15$ л/сек згідно [4].

Внутрішній протипожежний водопровід проектується тупиковим з 1 введенням.

У зв'язку з тим, що склад не опалювальний, внутрішній протипожежний водопровід передбачений сухотрубним. Його заповнення передбачене при пожежі від зовнішньої мережі водопроводу через електрифіковану засувку. Засувка встановлена в колодязі на введенні і відкривається автоматично від кнопок у пожежних кранів.

Зовнішнє пожежогасіння складу здійснюється від двох пожежних гідрантів (одного існуючого і одного запроєктованого на існуючій мережі).

Скидання стоків у водоймища від проектуємого складу не передбачається, оскільки в проєкті немає інших мереж окрім протипожежного водопроводу.

2. РОЗРАХУНКОВИЙ РОЗДІЛ «СТАЛІВІ КОНСТРУКЦІЇ»

Дипломник: Даскевич Д.Ю.

Консультант: доц. Купченко Ю.В.

Вступ

Проектуєма будівля, склад прольотом 24 м, є одноповерховою однопролітною промисловою будівлею з повним сталевим каркасом (рис. 1).

Будівля складається з одного прольоту розміром 24 м. Довжина будівлі 96 м. Крок колон 6 м (в місцях улаштування воріт – 8 м). По крайніх рядах торцевих стін передбачені фахверкові колони. Висота до низу несучих конструкцій покриття 7.5 м.

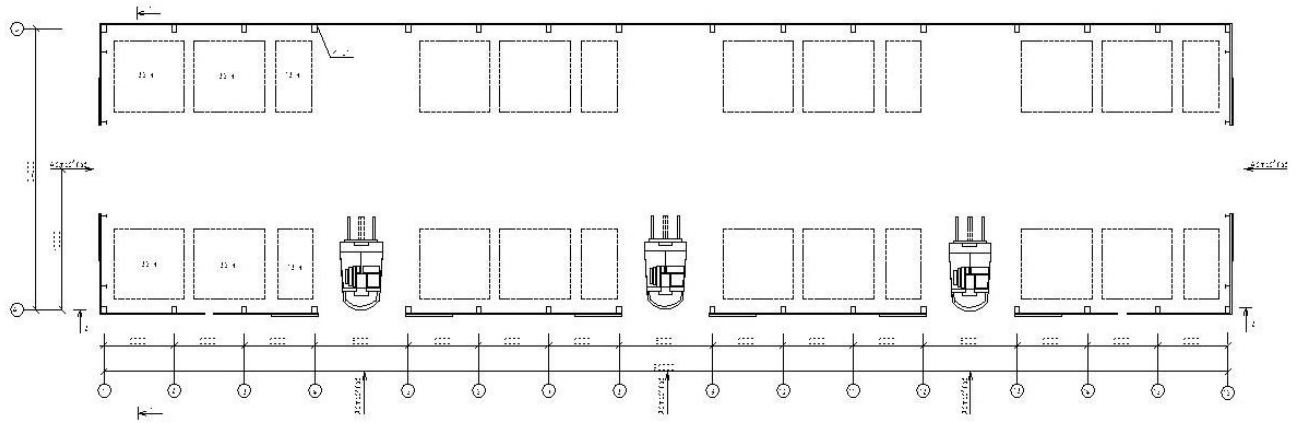
Просторова жорсткість будівлі забезпечується заземленням колон у фундаментах і шарнірним з'єднанням з жорстким диском покриття, а також вертикальними зв'язками по колонах і системою зв'язків між кроквяними фермами покриття споруди.

Будівля не опалювальна, кровля холодна (листи сталевого профнастилу укладені по прогонах).

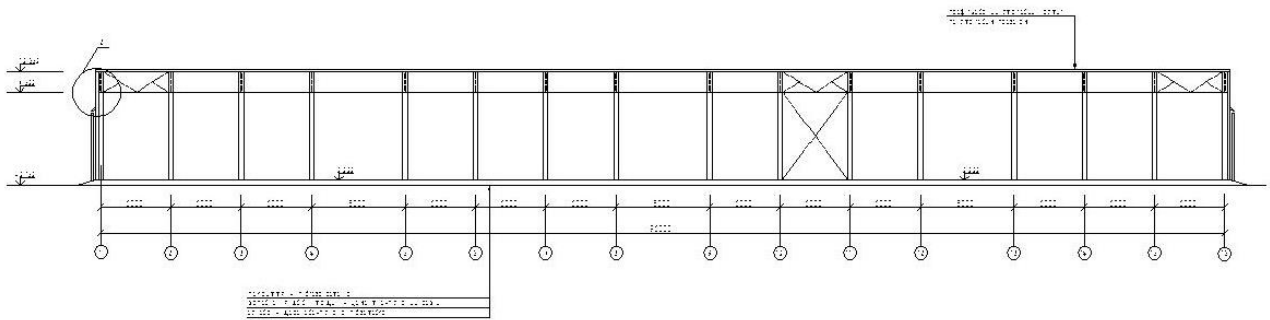
Проектування каркасу будівлі складу складається з наступних етапів:

- визначення діючих навантажень на поперечну раму каркасу;
- складання розрахункової схеми і статичний розрахунок рами;
- визначення розрахункових зусиль в колоні рами;
- розрахунок колони рами;
- розрахунок кроквяної ферми рами;
- дослідницький розділ.

ПЛАН НА ВІДМІТЦІ 0.000
M 1:200



РОЗРІЗ 2-2



РОЗРІЗ 1-1
M 1:200

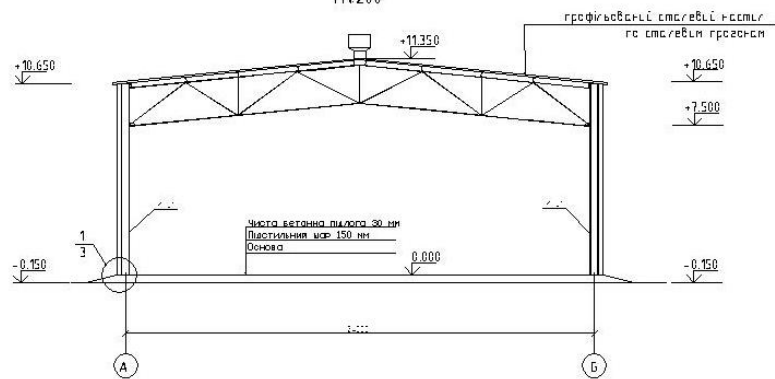


Рис. 1. План, подовжній і поперечний розрізи будівлі, що проектується

2.1 Визначення навантажень

На поперечну раму будівлі діють:

- постійні навантаження: власна вага покрівлі і конструкції покриття;
- змінні короткочасні: атмосферні (снігове і вітрове навантаження).

2.1.1 Постійне навантаження

Навантаження від власної ваги покрівлі і конструкції покриття зазвичай приймають рівномірно розподіленим по довжині ферми. Для цього визначають значення навантаження на 1 м^2 покриття, його зручно обчислювати в табличній формі. Як правило, застосовують два види несучих конструкцій покриття: беспрогонне у вигляді ребристих залізобетонних панелей, які обпираються на верхній пояс ферми або прогонне, де на прогони, які закріплені на верхніх поясах ферм, розташовують листи сталевого профільованого настилу (для холодних покрівель) або тришарові панелі (для теплих покрівель).

Для знаходження навантаження на проміжну ферму визначаємо вантажну площу. Вантажна площа має ширину B (крок ферм) і довжину L (проліт ферми). Далі обчислюємо (табл. 1) навантаження на 1 м^2 покриття для визначеної вантажної площі.

Таблиця 1. Визначення навантаження на 1 м^2 покриття

Навантаження	Характеристичне навантаження, $g_{кр}^n, \text{кН/м}^2$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, $g_{кр}, \text{кН/м}^2$
1	2	3	4
Власна вага металоконструкцій шатра (сталеві кроквяна ферма і зв'язки)	0,40	1,05	0,42
Прогони	0,15	1,05	0,16
Профільований настил	0,16	1,05	0,17
Разом, з урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням γ_n	$g_{кр}^n = 0,71$		$g_{кр} = 0,75$

Розрахункове рівномірно розподілене постійне навантаження на 1 метр погонний довжини ферми:

$$q_{II} = g_{кр} \cdot B = 0,75 \cdot 6 = 4,5 \text{ кН/м},$$

де $g_{кр}$ – розрахункове навантаження на покриття, кН/м^2 ;

B – крок ферм, $B = 6$ м.

2.1.2 Снігове навантаження

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за нормами [2] залежно від району будівництва будівлі або споруди.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначається за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1.04 \cdot 0.88 \cdot 1 = 0.92, \quad (\text{кН/м}^2)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням. Визначається в залежності від заданого середнього періоду повторюваності T . Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати рівним встановленому терміну експлуатації конструкції. Для складських будівель $T = 60$ років, відповідно приймаємо $\gamma_{fm} = 1.04$ (див. табл. 2).

Таблиця 2. Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження γ_{fm}

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0.24	0.55	0.69	0.83	0.96	1.00	1.04	1.10	1.14	1.22	1.26	1.34	1.44

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (дорівнює вазі снігового покриву на один квадратний метр поверхні ґрунту), визначається [2] залежно від снігового району (для м. Миколаїв $S_0 = 880 \text{ Па} = 88 \text{ кг/м}^2 = 0.88 \text{ кН/м}^2$).

C – коефіцієнт, визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначається [2] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження (наприклад, для будівель з двоскатними покриттями при схилі кровлі $\alpha \leq 25^\circ$ приймаємо $\mu = 1$);

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі на накопичення снігу (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування (при

відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт C_e допускається приймати рівним одиниці);

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1.4 \cdot H + 0.3 \quad (\text{при } H \geq 0.5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (\text{при } H < 0.5 \text{ км}).$$

Розрахункове снігове граничне рівномірно розподілене навантаження на 1 метр погонний довжини ферми (для вантажної площі шириною B) з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0.95$:

$$S_p = S_m \cdot B \cdot \gamma_n = 0.92 \cdot 6 \cdot 0.95 = 5.24 \quad (\text{кН/м}).$$

2.1.3 Вітрове навантаження

Дія вітру на споруду викликає тиск як з навітряного боку (активний тиск), так і із завітряного боку. При розрахунку рами розглядають окремо вітрове навантаження на колони рами і на ригель рами. Відповідно до [2] ДБН В.1.2-2:2006 “Навантаження і впливи” характеристичний швидкісний тиск вітру залежить від району будівництва, висоти споруди і типу місцевості. Вітрове навантаження до висоти 10 м від поверхні землі приймається постійним, а вище – збільшується по лінійному закону.

Вітрове навантаження на колони рами передається профнастилом стінового обгороджування у вигляді розподіленого навантаження.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначаємо по формулі:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C, \text{ кН/м}^2,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження при

$T = 60$ лет $\gamma_{fm} = 0,96$ [2];

W_0 – характеристичне значення вітрового навантаження, для 3-го вітрового району

$W_0 = 0,47$ кН/м² [2];

C – коефіцієнт, який знаходиться за формулою:

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d,$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, $C_{aer} = 0,8$, $C_{aer}^{omc} = 0,6$;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти конструкції або даної її частини над поверхнею землі і типу навколишньої місцевості [2]:

$$C_0 = 1,8, C_5 = 1,88, C_{10} = 2,3, C_{11,35} = 2,6.$$

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти;

$C_{rel} = 1$ – коефіцієнт рельєфу, враховує мікрорельєф місцевості поблизу майданчика будівництва;

$C_{dir} = 1$ – коефіцієнт, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру;

$C_d = 1$ – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду.

Визначуваний коефіцієнт C для різних відміток:

$$C_0 = 0,8 \cdot 1,80 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,44 \quad C_0^{omc.} = 0,6 \cdot 1,80 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,08$$

$$C_5 = 0,8 \cdot 1,88 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,50 \quad C_5^{omc.} = 0,6 \cdot 1,88 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,13$$

$$C_{10} = 0,8 \cdot 2,30 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,84 \quad C_{10}^{omc.} = 0,6 \cdot 2,30 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,38$$

$$C_{11,35} = 0,8 \cdot 2,60 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 2,08 \quad C_{11,35}^{omc.} = 0,6 \cdot 2,60 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,56$$

Визначаємо значення вітрового навантаження на споруду з врахуванням всіх коефіцієнтів:

$$W_{m0} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,44 = 0,65 \text{ кН/м}^2 \quad W_{m0}^{omc.} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,08 = 0,49 \text{ кН/м}^2$$

$$W_{m5} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,50 = 0,68 \text{ кН/м}^2 \quad W_{m5}^{omc.} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,13 = 0,51 \text{ кН/м}^2$$

$$W_{m10} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,84 = 0,83 \text{ кН/м}^2 \quad W_{m10}^{omc.} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,38 = 0,62 \text{ кН/м}^2$$

$$W_{m11,35} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 2,08 = 0,94 \text{ кН/м}^2 \quad W_{m11,35}^{omc.} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,56 = 0,70 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від вітру на ригель рами складе – $W_p = W_m \cdot B$, кН/м, де $B = 6$ – крок ферм.

$$W_{p0} = 0,65 \cdot 6 = 3,90 \text{ кН/м} \quad W_{p0}^{omc.} = 0,49 \cdot 6 = 2,94 \text{ кН/м}$$

$$W_{p5} = 0,68 \cdot 6 = 4,08 \text{ кН/м} \quad W_{p5}^{omc.} = 0,51 \cdot 6 = 3,06 \text{ кН/м}$$

$$W_{p10} = 0,83 \cdot 6 = 4,98 \text{ кН/м} \quad W_{p10}^{omc.} = 0,62 \cdot 6 = 3,72 \text{ кН/м}$$

$$W_{p11.35} = 0,94 \cdot 6 = 5,64 \text{ кН/м}$$

$$W_{p11.35}^{omc.} = 0,70 \cdot 6 = 4,20 \text{ кН/м}$$

У будівлях заввишки більше 10 м вітрове навантаження на колони приймають еквівалентним рівномірно розподіленим по всій довжині колони:

$$W_{екв.}^{акт.} = \frac{W_{10} \cdot z_1 + 0,5 \cdot (W_{10} + W_{11.35}) \cdot z_2}{z_1 + z_2} = \frac{4,98 \cdot 10 + 0,5 \cdot (4,98 + 5,64) \cdot 1,35}{10 + 1,35} = 5,09 \text{ кН/м};$$

$$W_{екв.}^{omc.} = \frac{W_{10}^{omc.} \cdot z_1 + 0,5 \cdot (W_{10}^{omc.} + W_{11.35}^{omc.}) \cdot z_2}{z_1 + z_2} = \frac{3,72 \cdot 10 + 0,5 \cdot (3,72 + 4,20) \cdot 1,35}{10 + 1,35} = 3,80 \text{ кН/м},$$

де W_{10} ($W_{10}^{omc.}$) і $W_{11.35}$ ($W_{11.35}^{omc.}$) – інтенсивності активного вітрового тиску (отсосу) відповідно на відмітках $z = 10 \text{ м}$ і на рівні нижнього поясу ферми у колони, $кН/м$; z_1 і z_2 – довжина ділянок вітрового тиску по висоті колони, $м$.

2.2 Складання розрахункової схеми і статичний розрахунок рами

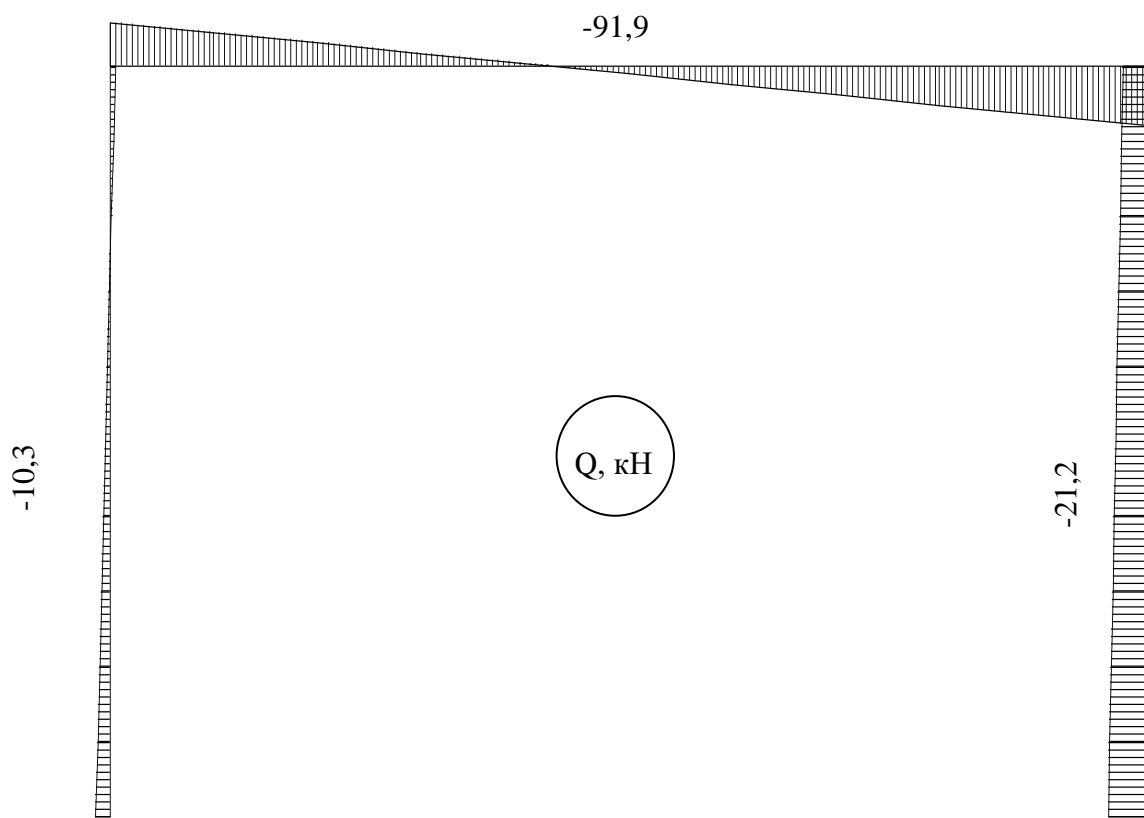
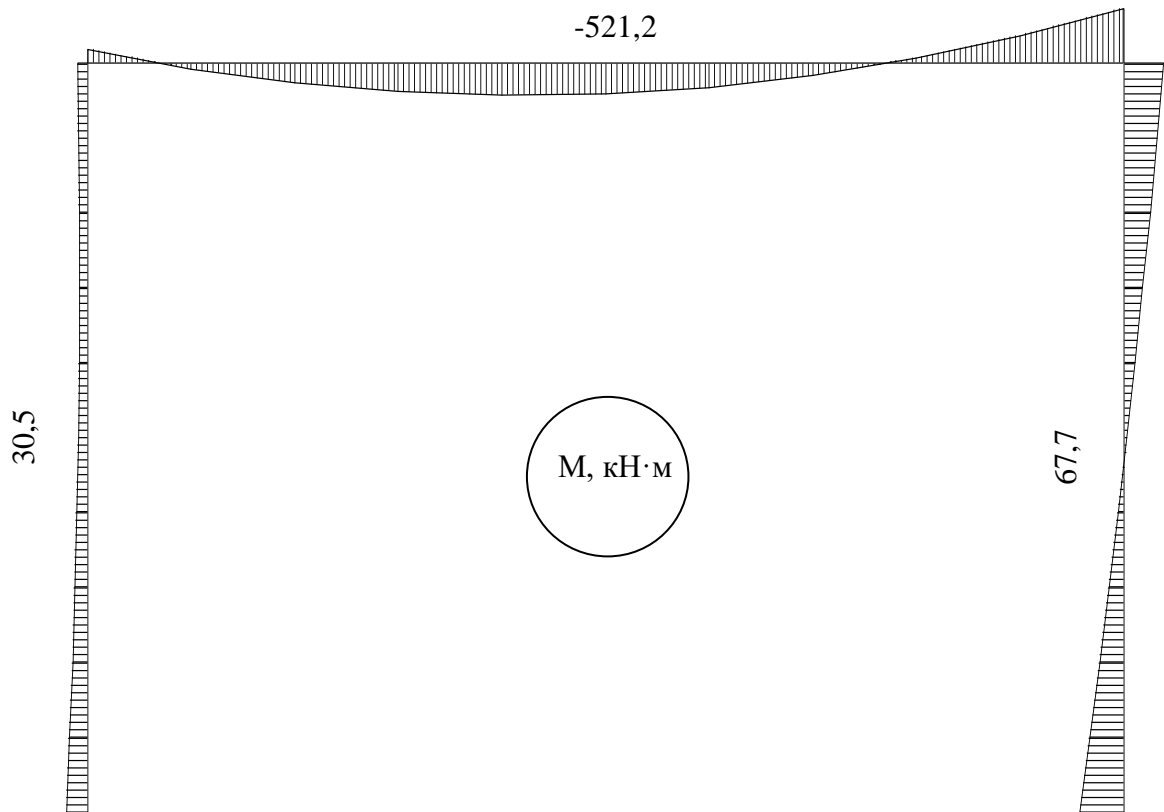
При складанні розрахункової схеми рами необхідно встановити розрахункові розміри контура рами, визначити жорсткості окремих її елементів (колони і ригеля) і типа з'єднання колон з ригелем і фундаментом.

Статичний розрахунок каркасу промбудівлі складається з визначення повної картини розподілу внутрішніх зусиль (M , N , Q), що виникають в його елементах під дією навантажень.

Для спрощення розрахунків скористаємося деякими допущеннями:

- решітчатий ригель замінюємо умовним суцільним ригелем еквівалентної жорсткості, вісь якого поєднуємо з віссю нижнього поясу ферми;
- раму приймаємо безшарнірною з жорстким сполученням колон з ригелем і фундаментами.

Статичний розрахунок рами виконуємо за допомогою спеціалізованого програмного комплексу для розрахунку будівельних конструкцій SCAD. Епюри основних зусиль наведені нижче: епюри згинального моменту, подовжньої сили та поперечної сили.



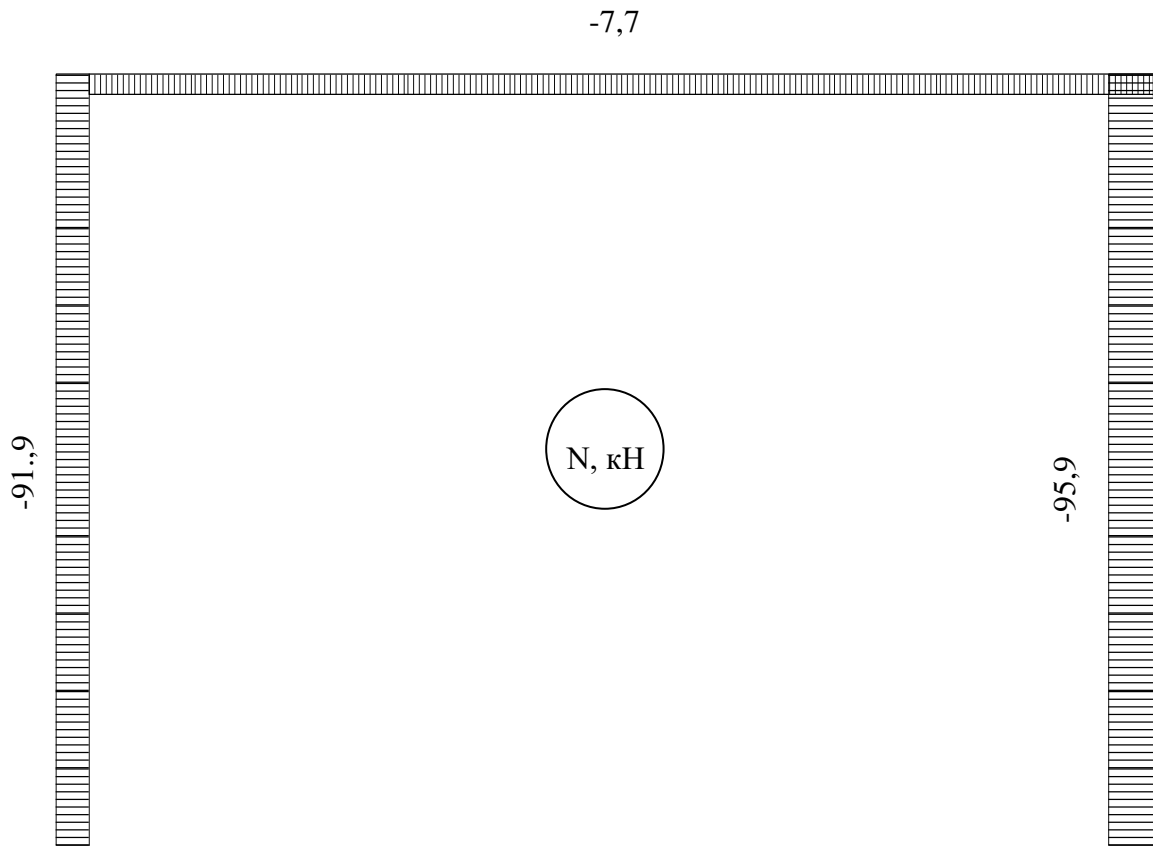


Рис. 2. Эпюры M , Q и N

2.3 Розрахунок колони

Розрахункові зусилля, згідно результатів статичного розрахунку, рівні:

$N = 96$ кН; $M = 67.7$ кН×м; $Q = 21.2$ кН.

Приймаємо:

- матеріал елементів колони – сталь С245 за ГОСТ 27772-88;
- зварка вузлів виконується електродами типу Е42 ГОСТ 9467.

Визначення необхідної площі поперечного перерізу колони

Необхідну площу перерізу колони можна орієнтовно визначити за

формулою: $A_{\text{проб}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left(1,25 + 2,25 \cdot \frac{e_x}{h_e} \right) = \frac{96 \cdot 0,95}{24 \cdot 0,95} \cdot \left(1,25 + 2,25 \cdot \frac{0,71}{0,40} \right) = 20,9 \text{ см}^2$,

де e_x – ексцентриситет прикладання розрахункової подовжньої сили;

$\gamma_c = 0,95$ – коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_n = 0,95$ – коефіцієнт надійності за призначенням;

$h_e = 0,40$ м – висота перерізу колони;

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі.

Визначаємо довжини колони в плоскості і з плоскості рами залежно від прийнятої конструктивної схеми каркасу будівлі:

$$\ell_x = 10.65 \text{ м} \cdot 2 = 21.3 \text{ м}$$

$$\ell_y = 10.65 \text{ м} \cdot 0.7 = 7.5 \text{ м}$$

Приймаємо широкополочний двотавр за ГОСТ 26020-83: 40Ш1

$$A = 95,67 \text{ см}^2; i_x = 14,38 \text{ см}; i_y = 5,84 \text{ см}$$

$$I_x = 19790 \text{ см}^4; W_x = 1171 \text{ см}^3.$$

Перевірка стійкості колони в плоскості рами

Перевірка стійкості позацентрово стиснутих колон в плоскості дії моменту, що збігається з площиною симетрії перерізу, виконується по формулі [5]:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

Для визначення коефіцієнту φ_e попередньо необхідно обчислити величини умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{ef}$ і приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} :

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x}; \quad \bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E},$$

де $E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$

$$m_{ef} = \eta \cdot m,$$

де $m = \frac{e_x \cdot A}{W_x}$ – відносний ексцентриситет;

η – коефіцієнт впливу форми перерізу.

Тоді коефіцієнт φ_e при позацентровому стиску визначаємо в залежності від знайдених значень m_{ef} і $\bar{\lambda}_{ef}$.

$$\lambda_x = \frac{2130}{14,38} = 148.1; \quad \lambda_{ef} = 148.1 \cdot \sqrt{24/20600} = 5.06$$

$$m = \frac{71 \cdot 95,67}{1171} = 5.8$$

$$A_f / A_w = 3125 / 2973,5 = 1,051$$

$$\eta = (1,90 - 0,1 m) - 0,02 (6 - m) \bar{\lambda}_{ef}$$

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot 5,8) - 0,02 (6 - 5,8) \cdot 5,06 = 1,3$$

$$m_{ef} = 1,3 \cdot 5,8 = 7,54,$$

знаходимо за ДБН []: $\varphi_e = 0,045$.

Виконуємо перевірку стійкості:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{96 \cdot 0,95}{0,045 \cdot 95,67 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,93 < 1,$$

Стійкість стержня колони в плоскості рами забезпечена.

Перевірка стійкості колони із плоскості рами.

Перевірка стійкості позacentрово стиснутих колон із плоскості дії моменту виконується по формулі:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

Для цього попередньо треба визначити коефіцієнти φ_y та «с»,

φ_y – коефіцієнт стійкості, залежить від умовної гнучкості та типу кривої стійкості;

c – коефіцієнт, який залежить від відносного ексцентриситету m_x , який знаходиться за формулою:

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_x},$$

де M_x – згинальний момент в середній третині довжини ділянки колони, що розраховується, який має бути рівний не менше половини значення максимального згинального моменту на цій ділянці колони в кНсм.

$$M_x = M_{\min} + \frac{2}{3} (M_{\text{больш}} - M_{\text{меньш}})$$

$$M_x = 10,63 + \frac{2}{3} (67,7 - 10,63) = 51,44 \text{ кНм}$$

$$M_x = 5144 \text{ кНсм}$$

$$m_x = \frac{5144 \cdot 95,67}{96 \cdot 1171} = 1,18$$

При значенні відносного ексцентриситету $m_x \leq 5$ знаходимо c за формулою:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x},$$

де α та β – коефіцієнти за []:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,18 = 0,71$$

$$\beta = \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{E/R_y} = 3,14 \cdot \sqrt{20600/24} = 92$$

$$\varphi = 0,5972$$

$$\beta_2 \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,5972}{0,492}} = 1,1$$

$$\lambda_y = 630/5,84 = 107,88 \Rightarrow \varphi_y = 0,492$$

$$c = \frac{1,1}{1 + 0,71 \cdot 1,18} = 0,118$$

Виконуємо перевірку стійкості:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{96 \cdot 0,95}{0,118 \cdot 0,492 \cdot 95,67 \cdot 24 \cdot 0,95} = 17,3 \leq 1,$$

Умова виконується, стійкість забезпечена.

2.4 Проектування кроквяної ферми

Навантаження на покриття знайдені в першій частині розділу.

Розрахункове рівномірно розподілене постійне навантаження на 1 метр погонний довжини ферми:

$$q_{II} = g_{кр} \cdot B = 0,75 \cdot 6 = 4,5 \text{ кН/м.}$$

Розрахункове снігове граничне рівномірно розподілене навантаження на 1 метр погонний довжини ферми:

$$S_p = S_m \cdot B \cdot \gamma_n = 0,92 \cdot 6 \cdot 0,95 = 5,24 \text{ (кН / м).}$$

Приводимо до вузлового навантаження:

$$P_1 = P_1' = (q_n + S_p) \cdot \frac{d_1}{2} = (4,5 + 5,24) \cdot 1,5 = 14,61 \text{ кН}$$

$$P_2 = P_2' = P_3 = P_3' = P_4 = P_4' = P_5 = (q_n + S_p) \cdot d_2 = (4,5 + 5,24) \cdot 3 = 29,22 \text{ кН}$$

де d_i – довжина панелі ферми по верхньому (1.5) і нижньому (3) поясу, м.

Розрахунок ферми на вузлове навантаження виконуємо за допомогою програмного комплексу SCAD і знаходимо подовжні зусилля стиску або розтягу в стержнях ферми.

Розрахункова схема ферми і результати розрахунку наведені нижче.

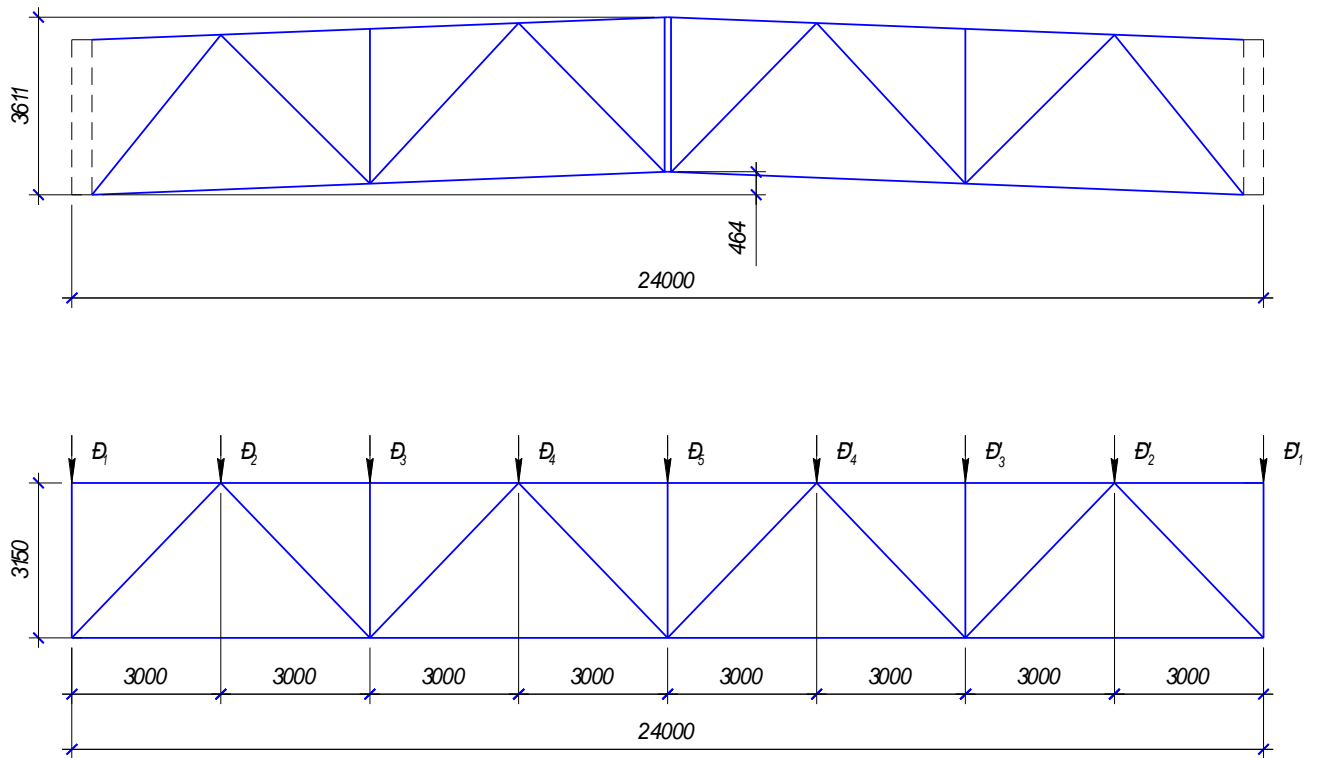


Рис. 3. Розрахункова схема ферми

Знайдені значення N представлені в таблиці 4. Позитивні значення відповідають розтягнутим стержням, зі знаком « \leftarrow » – стиснутим.

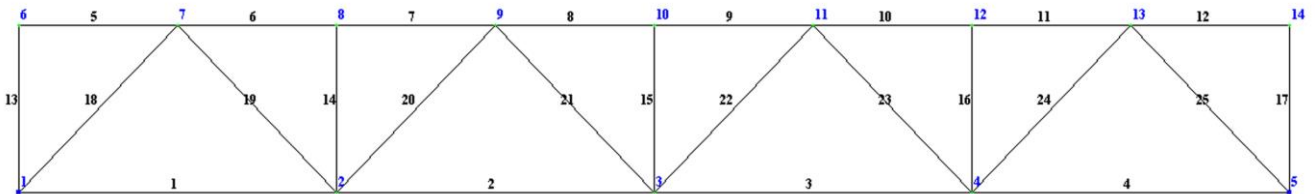


Рис. 4. Позначення стержнів і вузлів

Таблиця 4. Значення зусиль в стержнях ферми

Таблиця зусиль

№ элем	№ сече н	Усилия						Тип элем	№ загр уж	Сост авл
		N (тс)	M_k (тс*м)	M_y (тс*м)	Q_z (тс)	M_z (тс*м)	Q_y (тс)			
1	1	18.681	0	0	0.081	0	0	10	1	-
1	2	18.681	0	0	-0.081	0	0	10	1	-
2	1	38.812	0	0	0.081	0	0	10	1	-
2	2	38.812	0	0	-0.081	0	0	10	1	-
3	1	38.812	0	0	0.081	0	0	10	1	-
3	2	38.812	0	0	-0.081	0	0	10	1	-
4	1	18.681	0	0	0.081	0	0	10	1	-

4	2	18.681	0	0	-0.081	0	0	10	1	-
5	1	0	0	0	0.041	0	0	10	1	-
5	2	0	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
6	1	-28.697	0	0	0.041	0	0	10	1	-
6	2	-28.697	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
7	1	-28.697	0	0	0.041	0	0	10	1	-
7	2	-28.697	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
8	1	-37.263	0	0	0.041	0	0	10	1	-
8	2	-37.263	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
9	1	-37.263	0	0	0.041	0	0	10	1	-
9	2	-37.263	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
10	1	-28.697	0	0	0.041	0	0	10	1	-
10	2	-28.697	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
11	1	-28.697	0	0	0.041	0	0	10	1	-
11	2	-28.697	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
12	1	0	0	0	0.041	0	0	10	1	-
12	2	0	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
13	1	-1.461	0	0	0	0	0	10	1	-
13	2	-1.461	0	0	0	0	0	10	1	-
14	1	-2.922	0	0	0	0	0	10	1	-
14	2	-2.922	0	0	0	0	0	10	1	-
15	1	-2.922	0	0	0	0	0	10	1	-
15	2	-2.922	0	0	0	0	0	10	1	-
16	1	-2.922	0	0	0	0	0	10	1	-
16	2	-2.922	0	0	0	0	0	10	1	-
17	1	-1.461	0	0	0	0	0	10	1	-
17	2	-1.461	0	0	0	0	0	10	1	-
18	1	-22.96	0	0	0.041	0	0	10	1	-
18	2	-22.96	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
19	1	17.216	0	0	0.041	0	0	10	1	-
19	2	17.131	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
20	1	-11.41	0	0	0.041	0	0	10	1	-
20	2	-11.325	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
21	1	4.945	0	0	0.041	0	0	10	1	-
21	2	4.86	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
22	1	4.86	0	0	0.041	0	0	10	1	-
22	2	4.945	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
23	1	-11.325	0	0	0.041	0	0	10	1	-
23	2	-11.41	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
24	1	17.131	0	0	0.041	0	0	10	1	-
24	2	17.216	0	0	-0.041	0	0	10	1	-
25	1	-22.96	0	0	0.041	0	0	10	1	-
25	2	-22.96	0	0	-0.041	0	0	10	1	-

Матеріал елементів ферми - сталь за ГОСТ 27772-88:

- стержні - сталь С245,

- фасонки і опорний фланець - сталь С255.

l_x – розрахункова довжина елемента в площині ферми, перпендикулярній осі x ;

l_y – розрахункова довжина елемента з площині ферми, перпендикулярній осі y ;

l_1 – відстань між точками закріплення;

λ_u – гранична гнучкість елементів ферми.

Таблиця 5. Розрахункові довжини стержнів ферми

Назва елемента	l_x	l_y
Опорний розкіс	$0,5 \cdot l$	l
Розкоси ферми:		
стиснуті	$0,8 \cdot l$	l
розтягнуті	$0,8 \cdot l$	l
стійки	$0,8 \cdot l$	l
Верхній пояс	3м	3м
Нижній пояс	6м	12м
Шпренгель	$0,8 l$	l

Підбір перерізу стержнів

1. Нижній пояс.

Максимальне розрахункове зусилля у верхньому поясі: $N_{max} = 372.6 \text{ кН}$.

Геометрична довжина $l_{geom} = 300 \text{ см}$, розрахункові довжини $l_{ef,x} = 300 \text{ см}$ (відстань між вузлами ферми), $l_{ef,y} = 300 \text{ см}$ (відстань між прогонами).

Визначаємо орієнтовно необхідні площу перерізу із умови стійкості при стиску та радіуси інерції:

$$A_{необх.} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{372.6}{0.611 \cdot 24 \cdot 1} = 25.4 \text{ см}^2,$$

$$i_{x,необх.} = l_{ef,x} / \lambda = 300 / 80 = 3.75 \text{ см},$$

$$i_{y,необх.} = l_{ef,y} / \lambda = 300 / 80 = 3.75 \text{ см},$$

тут коефіцієнт стійкості $\varphi = 0.611$ прийнято (табл. Ж.1, [5]) за попередньо призначеною гнучкістю $\lambda = 80$ в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 80 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 2.73$ і типу кривої стійкості «с» (табл. 8.1, [5]).

По знайденим значенням площі та радіусів інерції за сортаментом прокатних профілів підбираємо широкополічний тавр з площею перерізу та радіусами інерції близькими (більшими або меншими) до необхідних. Для вибраного перерізу виписуємо геометричні характеристики: калібр (номер за сортаментом), фактичну площу A , відстань до центру ваги z_0 , радіус інерції i_x .

$$\text{Т 11.5 ШТ1, } A = 22.81 \text{ см}^2, z_0 = 2.08 \text{ см}, i_x = 2.90 \text{ см}, i_y = 3.69 \text{ см}.$$

Визначаємо фактичну гнучкість елемента:

$$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = 300 / 2.90 = 103.5,$$

$$\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 300 / 3.69 = 81.3.$$

За дійсним значенням більшої гнучкості визначаємо величину фактичного коефіцієнта стійкості $\varphi = 0.705$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 103.5 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 3.53$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість стиснутого верхнього пояса:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{372.6}{0.705 \cdot 22.81 \cdot 24 \cdot 1} = 0.97 < 1.$$

Стійкість забезпечена.

Перевіряти значення граничної гнучкості λ_u при $\lambda_x = 103.5 \leq 120$ та $\lambda_y = 81.3 \leq 120$ не потрібно, тому що вона в цьому випадку забезпечена.

2. Верхній пояс.

Максимальне розрахункове зусилля у нижньому поясі: $N_{max} = 388.1 \text{ кН}$.
 Геометрична довжина $l_{geom.} = 600 \text{ см}$, розрахункові довжини $l_{ef,x} = 600 \text{ см}$ (відстань між вузлами ферми), $l_{ef,y} = 1200 \text{ см}$ (відстань між вузлами в'язей).

Визначаємо орієнтовно необхідну площу перерізу із умови міцності на розтяг:

$$A_{необх.} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{388.1}{24 \cdot 1} = 16.17 \text{ см}^2.$$

Із сортаменту широкополічних таврів підбираємо:

Т 10 ШТ1, $A = 19.27 \text{ см}^2$, $z_0 = 1.69 \text{ см}$, $i_x = 2.39 \text{ см}$, $i_y = 3.63 \text{ см}$, $t_w = 6.5 \text{ мм}$.

Перевіряємо міцність розтягнутого нижнього пояса:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{388.1}{19.27 \cdot 24 \cdot 1} = 0.84 < 1.$$

Міцність забезпечена.

Порівнюємо гнучкості розтягнутого елемента із граничними значеннями λ_u :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{600}{2.39} = 251 < \lambda_u = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{1200}{3.63} = 330.5 < \lambda_u = 400.$$

Умова виконується.

3. Опорний розкіс (18, 25).

Розрахункове зусилля $N_{18,25} = - 229,6 \text{ кН}$. Перерізи стержнів решітки приймаємо складене з двох рівнополічних кутиків (рис. 5).

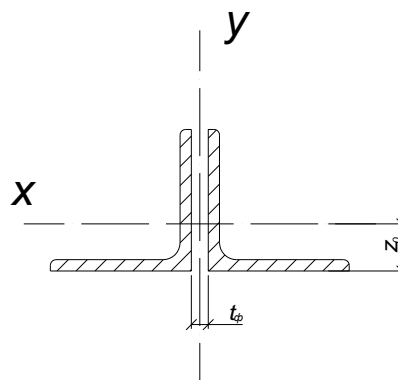


Рис. 5. Переріз стержнів решітки

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N_{18,25}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{-229.6}{0,612 \cdot 24 \cdot 1.0} = 15,3 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{кутика}} = \frac{A_{\text{необх}}}{2} = \frac{15,3}{2} = 7,7 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо рівнополичний кутик:

$$\perp 70 \times 6, A = 2 \cdot 8,15 = 16,3 \text{ см}^2, i_x = 2,16 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 3,18 \text{ см}.$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{439}{2,16} = 203,2$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{ кутика}} = \frac{439}{3,18} = 138$$

Перевірка стійкості стержня:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{229.6}{0.161 \cdot 16.3 \cdot 24 \cdot 1} = 3.6 > 1,$$

Умова стійкості не виконується, приймаємо більший переріз.

За сортаментом приймаємо рівнополичний кутик:

$$\perp 110 \times 8, A = 2 \cdot 17,2 = 34,4 \text{ см}^2, i_x = 3,39 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 4,80 \text{ см}.$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{439}{3,39} = 129,5 \leq \lambda_u = 132,$$

$$\varphi = 0,364$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{ кутика}} = \frac{439}{4,80} = 91,5 \leq \lambda_u = 132.$$

Перевірка стійкості стержня:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{229.6}{0.364 \cdot 34.4 \cdot 24 \cdot 1} = 0.79 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,79 = 132.$$

Остаточно для опорного розкосу приймаємо $\perp 110 \times 8$.

4. Розкіс (24, 19).

Розрахункове зусилля $N_{24,19} = 171.3 \text{ кН}$.

$\lambda_u = 400$, $l_x = 422 \text{ см}$, $l_y = 422 \text{ см}$.

Необхідна площа перерізу:

$$A_{\text{необх.}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{171.3}{24 \cdot 1} = 7.1 \text{ см}^2,$$

$$A_{1\text{кутика}} = \frac{A_{\text{необх.}}}{2} = \frac{7.1}{2} = 3.55 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо рівнополічний кутик:

└ 50×5, $A = 2 \cdot 4.8 = 9.6 \text{ см}^2$, $i_x = 1.54 \text{ см}$, $i_y^2 \text{ кутика} = 2.38 \text{ см}$.

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{422}{1.54} = 274 \leq \lambda_u = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{422}{2.38} = 177.3 \leq \lambda_u = 400.$$

Перевіряємо міцність:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{171.3}{9.6 \cdot 24 \cdot 1} = 0.75 < 1.$$

Міцність забезпечена.

5. Розкіс (20, 23).

Розрахункове зусилля $N_{20,23} = -114.1 \text{ кН}$.

Розрахункові довжини $l_x = 422 \text{ см}$, $l_y = 422 \cdot 0.8 = 338 \text{ см}$.

Необхідна площа перерізу:

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх.}} = \frac{N_{18,25}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{-114.1}{0.612 \cdot 24 \cdot 1.0} = 7.8 \text{ см}^2$$

$$A_{1\text{кутика}} = \frac{A_{\text{необх.}}}{2} = \frac{7.8}{2} = 3.9 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо рівнополічний кутик:

└ 80×6, $A = 2 \cdot 9.38 = 18.76 \text{ см}^2$, $i_x = 2.47 \text{ см}$, $i_y^2 \text{ кутика} = 3.58 \text{ см}$.

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{422}{2.47} = 147 < \lambda_u = 150.6$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2\text{кутика}}} = \frac{338}{3.58} = 94.4 < \lambda_u = 150.6.$$

Перевірка стійкості стержня:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{114.1}{0.317 \cdot 18.76 \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.99 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0.99 = 150.6.$$

Приймаємо $\perp 80 \times 6$.

6. Розкіс (21, 22).

Розрахункове зусилля $N_{21,22} = 49.5 \text{ кН}$.

$\lambda_u = 400$, $l_x = 422 \text{ см}$, $l_y = 422 \text{ см}$.

Необхідна площа перерізу:

$$A_{\text{необх.}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{49.5}{24 \cdot 1} = 2.1 \text{ см}^2,$$

$$A_{1\text{кутика}} = \frac{A_{\text{необх.}}}{2} = \frac{2.1}{2} = 1.05 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо конструктивно мінімальний переріз для несучих конструкцій, рівнополичний кутик:

$\perp 50 \times 5$, $A = 2 \cdot 4.8 = 9.6 \text{ см}^2$, $i_x = 1.54 \text{ см}$, $i_y^{2\text{кутика}} = 2.38 \text{ см}$.

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{422}{1.54} = 274 \leq \lambda_u = 400, \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{422}{1.54} = 274$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2\text{кутика}}} = \frac{422}{2.38} = 177.3 \leq \lambda_u = 400.$$

Перевіряємо міцність:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{49.5}{9.6 \cdot 24 \cdot 1} = 0.21 < 1.$$

Міцність забезпечена.

7. Стійки (14, 15).

Розрахункове зусилля $N_{15} = - 29.2 \text{ кН}$.

Розрахункові довжини $l_x = 309 \text{ см}$, $l_y = 309 \cdot 0,8 = 247.2 \text{ см}$.

Необхідна площа перерізу:

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N_{18,25}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{29.2}{0,612 \cdot 24 \cdot 1.0} = 2 \text{ см}^2$$

$$A_{1\text{кутика}} = \frac{A_{\text{необх}}}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо рівнополічний кутик:

└ 63×4, $A = 2 \cdot 4.96 = 9.92 \text{ см}^2$, $i_x = 1.95 \text{ см}$, $i_y^2 \text{ кутика} = 2.86 \text{ см}$.

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{309}{1.95} = 158 < \lambda_u = 179.4$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{ кутика}} = \frac{247.2}{3.58} = 69.1 < \lambda_u = 179.4.$$

Перевірка стійкості стержня:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{29.2}{0.301 \cdot 9.92 \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.51 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0.51 = 179.4.$$

Приймаємо └ 63×4.

Розрахунок вузлів ферм

Після підбору перерізів елементів ферм їх розміщують відносно геометричних осей наскрізної конструкції, розраховують тип з'єднання стержнів у вузлах, вибирають розміри вузлових фасонки, а також деталей для сполучення ферми з суміжними конструкціями на опорах. Конструювання починають з креслення осей усіх елементів ферми, при цьому осі мають перетинатися в центрі

кожного вузла. Для забезпечення відповідності конструктивної схеми розрахунковій, осі, що проходять через центр ваги профілів, мають збігатися з геометричними осями ферми.

Ферми з елементами з парних кутиків проектуємо з вузловими фасонками, які розміщуємо між кутиками. Обрис фасонки визначається схемою вузла та довжиною швів. Торці стержнів решітки обрізують перпендикулярно до їхніх осей. Для зниження концентрації зварювальних напружень торці кутиків решітки не доводять до краєвих поясів на відстань $a = 6 \cdot t_{\phi} - 20$ мм, але не більш як 80 мм. Таких же відстаней потрібно додержуватись і між сусідніми елементами решітки у вузлі.

Елементи решітки приварюють до фасонки двома фланговими кутовими швами з виведенням їх на торці на 20 мм (рис. 14). Зусилля в елементі розподіляють по обушку та перу обернено пропорційно їх відстаням до осі елемента. Кутові шви розраховують на міцність при умовному зрізі по металу шва і металу границі сплавлення (при відношенні $(\beta_f \cdot R_{wf}) / (0.45 \cdot \beta_z \cdot R_{um}) \leq 1$ розрахунок виконують у площині наплавленого металу, в іншому випадку – у площині металу межі сплавлення). Рекомендується задатися розмірами катетів швів і розрахувати їхню довжину по обушку l_w^{ob} та перу l_w^n кутика:

$$l_w^{ob} = \frac{\alpha \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^{ob} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

$$l_w^n = \frac{(1 - \alpha) \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см},$$

де α – коефіцієнт, що визначає частку зусилля, яка сприймається швом по обушку, $\alpha = (b - z_0) / b$ (для рівнополічних кутиків $\alpha = 0.7$); b – ширина полиці кутика; z_0 – відстань від обушка до центра ваги кутика; n – кількість швів по обушку (по перу), $n = 2$ – для парних кутиків (рис. 6).

Розрахункові довжини зварних швів округляються у більшу сторону до 1 см і повинні бути не менші за $4 \cdot k_f$ і не менші ніж 40 мм. При визначенні катетів зварних швів варто уникати їхньої великої різноманітності.

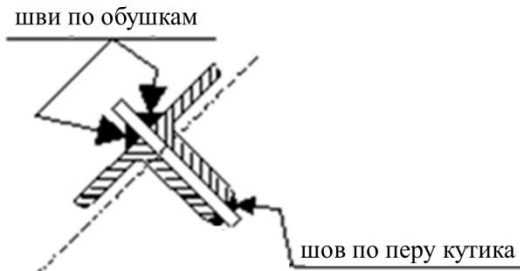


Рис. 6. Вузол ферми з фасонкою

Розрахунок зварних швів

Зварка напівавтоматична; зварювальна проволока $Cв - 08Г2С$ діаметром $d = 1,2...2\text{ мм}$; $\gamma_c = 1$. $R_{wf} = 18\text{ кН / см}^2$;

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 38\text{ кН / см}^2 = 17,1\text{ кН / см}^2, \beta_f = 0,9; \beta_z = 1,05$$

Опорний розкіс:

$$N = 229,6\text{ кН}$$

Товщина фасонки 8 мм ; товщина кутиків 8 мм ; $t_{min} = 8\text{ мм}$.

Максимальні катети за обушком і за пером кутика:

$$\max k_f^{ob} = 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 8 = 9,6\text{ мм}$$

$$\max k_f^n = 0,9 \cdot t_{min} = 0,9 \cdot 8 = 7,2\text{ мм},$$

приймаємо $k_f^{ob} = 7\text{ мм}$; $\max k_f^n = 5\text{ мм}$.

Довжина шва за обушком:

$$l_w^{ob} = \frac{\alpha \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^{ob} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1\text{ см} = \frac{0,7 \cdot 229,6}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 9\text{ см},$$

довжина шва за пером:

$$l_w^n = \frac{(1 - \alpha) \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1\text{ см} = \frac{0,3 \cdot 229,6}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} = 6\text{ см},$$

$n = 2$ – кількість швів для парних кутиків.

Розкіс (24, 19).

$$N = 171.3 \text{ кН}$$

Товщина фасонки 8 мм; товщина кутиків 5 мм; $t_{min} = 5 \text{ мм}$.

$$\max k_f^{об} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \cdot 5 = 6 \text{ мм}$$

$$\max k_f^n = 0.9 \cdot t_{min} = 0.9 \cdot 5 = 4.5 \text{ мм},$$

приймаємо $k_f^{об} = 5 \text{ мм}$; $\max k_f^n = 4 \text{ мм}$.

Довжина шва за обушком:

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.7 \cdot 171.3}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 9 \text{ см},$$

довжина шва за пером:

$$l_w^n = \frac{(1 - \alpha) \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.3 \cdot 171.3}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.4 \cdot 18 \cdot 1} = 6 \text{ см}.$$

Розкіс (20, 23).

$$N = 114.1 \text{ кН}$$

Товщина фасонки 8 мм; товщина кутиків 6 мм; $t_{min} = 6 \text{ мм}$.

$$\max k_f^{об} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \cdot 6 = 7.2 \text{ мм}$$

$$\max k_f^n = 0.9 \cdot t_{min} = 0.9 \cdot 6 = 5.4 \text{ мм},$$

приймаємо $k_f^{об} = 5 \text{ мм}$; $\max k_f^n = 4 \text{ мм}$.

Довжина шва за обушком:

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.7 \cdot 114.1}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 6 \text{ см},$$

довжина шва за пером:

$$l_w^n = \frac{(1 - \alpha) \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.3 \cdot 114.1}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.4 \cdot 18 \cdot 1} = 4 \text{ см}.$$

Розкіс (21, 22).

$$N = 49.5 \text{ кН}$$

Товщина фасонки 8 мм; товщина кутиків 5 мм; $t_{min} = 5 \text{ мм}$.

$$\max k_f^{об} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \cdot 5 = 6 \text{ мм}$$

$$\max k_f^n = 0.9 \cdot t_{min} = 0.9 \cdot 5 = 4.5 \text{ мм},$$

приймаємо $k_f^{об} = 5$ мм; $\max k_f^n = 4$ мм.

Довжина шва за обушком:

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.7 \cdot 49.5}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 5 \text{ см},$$

довжина шва за пером:

$$l_w^n = \frac{(1-\alpha) \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.3 \cdot 49.5}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.4 \cdot 18 \cdot 1} = 5 \text{ см}.$$

Стійки (13, 14, 15).

$N = 29.2$ кН

Товщина фасонки 8 мм; товщина кутиків 4 мм; $t_{min} = 4$ мм.

$\max k_f^{об} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \cdot 4 = 4.8$ мм

$\max k_f^n = 0.9 \cdot t_{min} = 0.9 \cdot 4 = 3.6$ мм,

приймаємо $k_f^{об} = 4$ мм; $\max k_f^n = 4$ мм.

Довжина шва за обушком:

$$l_w^{об} = \frac{\alpha \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.7 \cdot 29.2}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.4 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 5 \text{ см},$$

довжина шва за пером:

$$l_w^n = \frac{(1-\alpha) \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.3 \cdot 29.2}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.4 \cdot 18 \cdot 1} = 5 \text{ см}.$$

Визначення кількості сполучних прокладок для елементів решітки

Елементи ферм, складені з двох кутиків, з'єднуються між собою прокладками, що дає можливість вважати цей переріз працюючим спільно. Відстані між прокладками призначають: для стиснутих елементів не більш $40i$, для розтягнутих – не більш $80i$, де i – радіус інерції одного кутика, відносно осі, паралельної площині прокладок. Прокладки встановлюють в елементі на рівних відстанях. Для стиснутих елементів кількість прокладок призначається не менше двох на елемент. Розміри прокладок приймаються: товщина прокладки t_n дорівнює товщині фасонки; ширина прокладки $b_n = (0.5 \dots 0.8)b$, але не менш 50 мм; довжина прокладки $l_n = b + 30$ мм (де b – ширина полки кутика).

Опорний розкіс (стержень стиснутий)

┘┘ 110×8, $i_x = 3.39\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 439\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{2 \cdot 40 \cdot i_x} - 1 = \frac{439}{2 \cdot 40 \cdot 3.39} - 1 = 1.3 = 2\text{шт.},$$

де, 2 – враховує розділення по середині опорного розкосу на дві половини по довжині кріпленням розпірки і установкою в місці кріплення фасонки.

Приймаємо по одній прокладці на кожній половині стержня опорного розкосу.

Розкіс (24, 19) (стержень розтягнутий)

┘┘ 50×5, $i_x = 1.54\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 422\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{80 \cdot i_x} - 1 = \frac{422}{80 \cdot 1.54} - 1 = 2.4 = 3\text{шт.}$$

Розкіс (20, 23) (стержень стиснутий)

┘┘ 80×6, $i_x = 2.47\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 422\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{40 \cdot i_x} - 1 = \frac{422}{40 \cdot 2.47} - 1 = 3\text{шт.}$$

Розкіс (21, 22) (стержень розтягнутий)

┘┘ 50×5, $i_x = 1.54\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 422\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{80 \cdot i_x} - 1 = \frac{422}{80 \cdot 1.54} - 1 = 2.4 = 3\text{шт.}$$

Стійки (14, 15) (стержень стиснутий)

┘┘ 63×4, $i_x = 1.95\text{ см}$, геометрична довжина $l_0 = 309\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{40 \cdot i_x} - 1 = \frac{309}{40 \cdot 1.95} - 1 = 2.96 = 3\text{шт.}$$

Сполучні прокладки розташовуються рівномірно по довжині розглянутих стержнів.

2.1 ІНОВАЦІЙНО-ДОСЛІДНИЦЬКИЙ РОЗДІЛ

Дипломник: Даскевич Д.Ю.

Консультант: доц. Купченко Ю.В.

Проектування ефективного перерізу сталеві колони каркасу промислової будівлі

2.1.1. Загальні положення

Колони – це вертикальні елементи, які підтримують розташовані вище конструкції і передають навантаження від них на фундаменти. Конструкції колон дуже різноманітні, але при цьому вони мають загальні ознаки – усі вони працюють на стиск або стиск із згином, а їхня довжина в 10...20 разів і більш перевищує розміри поперечних перерізів [6, 7].

В колонах можна виділити наступні основні частини, які різняться за конструктивним рішенням та функціональним призначенням: стержень, оголовок, база (рис. 1). Оголовок служить для обпирання і кріплення вище розташованих конструкцій. База виконує дві функції – розподіляє зусилля, які передаються колоною на фундамент, знижуючи напруження до розрахункового опору фундаменту, і забезпечує прикріплення до нього колони за допомогою анкерних болтів. Стержень – основний конструктивний елемент, який передає зусилля від оголовка до бази.

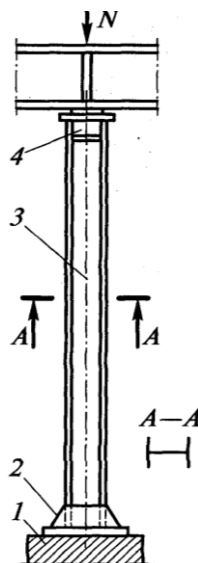


Рис. 1. Сталева колона:

a – обпирання балок на колони зверху; *б* – колона

1 – фундамент; 2 – база; 3 – стержень; 4 – оголовок

Колони призначені для підтримання елементів робочих площадок, кроквяних та підкроквяних ферм, покриттів та перекриттів, трубопроводів, естакад тощо.

Навантаженням для колон є опорні реакції конструкцій, що на них обпираються.

Далі ці зусилля передаються на фундаменти.

Конструктивне рішення оголовка повинне забезпечити передачу навантаження на стержень колони.

За статичною схемою і характером навантаження колони можуть бути одноярусними та багатоярусними.

Стержні колон, в яких діють значні зусилля, виконують з одиночних широкополичних двотаврів або складають їх з декількох прокатних профілів (рис. 2). Складені стержні за типом перерізу підрозділяються на суцільні (рис. 2, а) та наскрізні.

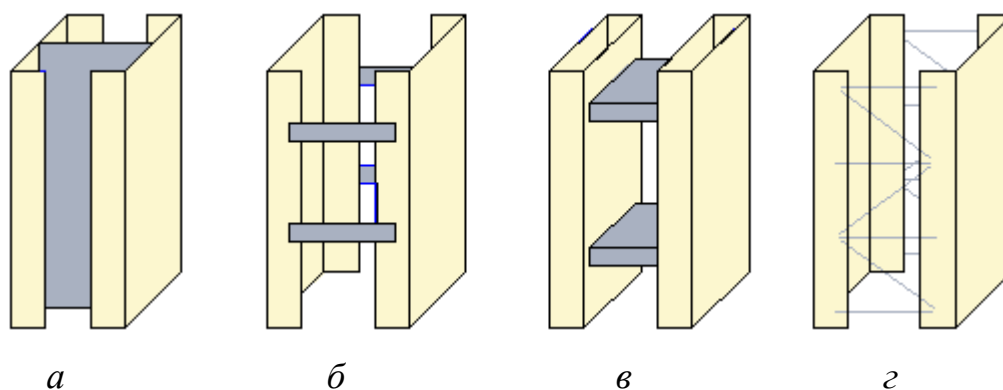


Рис. 2. Технічні рішення складених стержнів:

а – суцільний стержень; б...з – наскрізні стержні; б – на планках; в – на жорстких вставках; з – з решіткою

Наскрізні у свою чергу поділяють на стержні з безрозкісною решіткою (б, в) і решітчасті (з). Гілки (пояса) безрозкісних стержнів поєднують планками з листової сталі (б) або жорсткими вставками (в).

Наскрізні колони за матеріаломісткістю *ефективніші* за суцільні, в них можна забезпечити принцип *рівності* стержня, але вони більш трудомісткі.

2.1.2. Рівностійкість стержня колони

Досягнення граничного стану для сталевих колон у переважній більшості випадків відповідає втраті загальній стійкості. Очевидно, що найраціональнішою з точки зору витрат сталі є колонна, площа перерізу якої є найменшою при можливо максимальному значенні коефіцієнту стійкості φ ($A_{необх.} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_{x(y)} \cdot R_y \cdot \gamma_c}$). Враховуючі, що коефіцієнт φ обернено залежить від гнучкості стержня ($\lambda = \lambda_{ef} / i$; $i = \sqrt{I/A}$) і збільшується з ростом моменту інерції I , доцільно розміщувати матеріал якомога далі від його центра ваги. Це в свою чергу вимагає використовувати тонкостінні складові елементи перерізу (наприклад, для двотавра, розміри полиць і стінки ($b_f / t_f \rightarrow \min$; $h_w / t_w \rightarrow \min$)), однак з обов'язковим забезпеченням вимог їхньої місцевої стійкості.

Одним з головних принципів компоновання ефективних, оптимальних перерізів є принцип *рівностійкості стержня* [5, 6, 7]. Перевірка загальної стійкості ($\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_{x(y)} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$) повинна бути виконана відносно кожної з двох головних осей перерізу ($x - x$ та $y - y$), і, доцільно забезпечити *рівність* коефіцієнтів φ_x і φ_y , тобто $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = \lambda_y = l_{ef,y} / i_y$. Ця умова може бути виконана за рахунок *рівності* радіусів інерції ($i_x = i_y$), якщо розрахункові довжини стержня в обох площинах дорівнюють одна одній ($l_{ef,x} = l_{ef,y}$), або *регулюванням розрахункових довжин* за допомогою спеціальних в'язей (елементів, що розкріплюють стержень у відповідній площині, скорочуючи вільну довжину) при $i_x \neq i_y$ (рис. 3).

Розрахункові довжини визначаються за формулою

$$l_{ef,x(y)} = \mu_{x(y)} \cdot l$$

де l – геометрична довжина стержня; $\mu_{x(y)}$ – коефіцієнт розрахункової довжини у відповідній площині, значення якого залежить від умов закріплення кінців стержня і характеру навантаження.

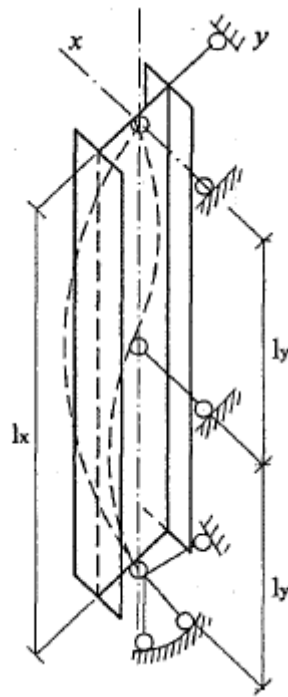


Рис. 3. Позначення геометричних довжин стержня колони

Як бачимо з вище наведеного, для отримання колони з мінімальною площею перерізу при конструюванні необхідно прагнути, щоб стержень її був *рівностійким* відносно осей $x - x$ і $y - y$, а для цього потрібно, щоб його гнучкість λ_x дорівнювала гнучкості λ_y .

2.1.3. Стержень колони і його переріз

Колони, стержень яких утворений з одного або кількох прокатних профілів або листів, з'єднаних за допомогою зварювання або болтами, називають суцільними. Головні осі перерізу зветься матеріальними і вони обов'язково перетинають складові перерізу.

Типи перерізів суцільних колон підрозділяють на дві групи – відкриті та замкнені (рис. 4). Найчастіше колона з відкритим перерізом проектується у вигляді широкополічного або зварного двотавра, що пояснюється високою технологічністю виготовлення таких колон і простотою утворення вузлів примикання конструкцій, що опираються на колону. При великих навантаженнях для збільшення площі перерізу і забезпечення місцевої стійкості елементів використовують складені перерізи.

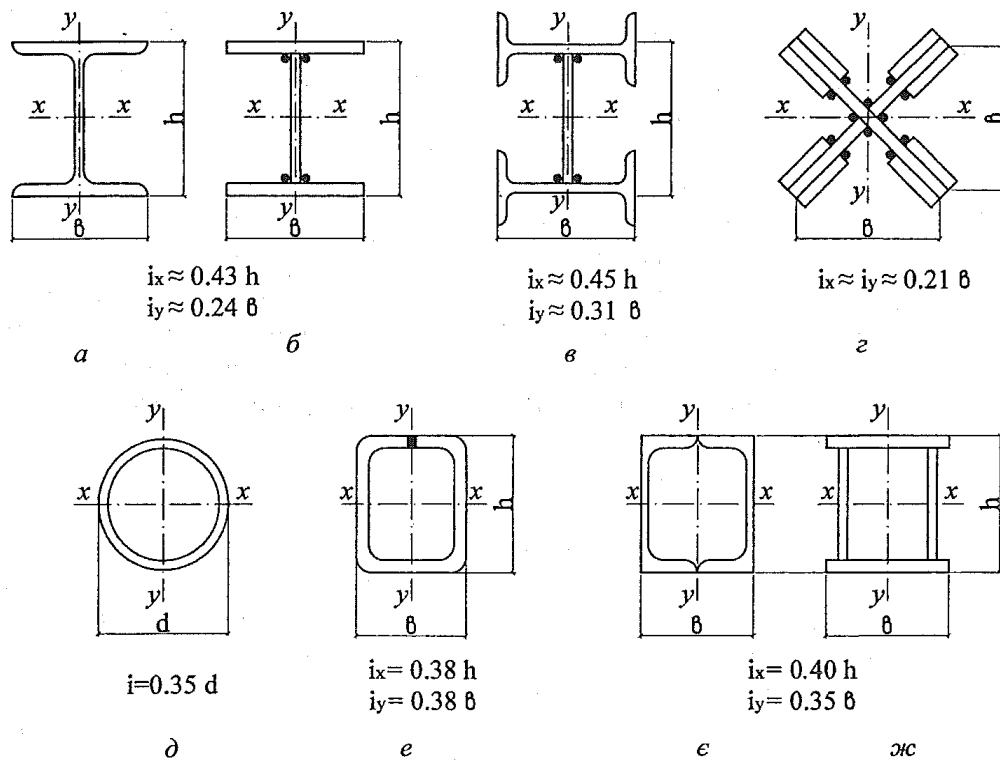


Рис. 4. Типи перерізів суцільних колон з приблизними радіусами інерції:

а, б, в, г – відкриті; *д, е, є, ж* – замкнені

Стержні замкненого перерізу виявляються економнішими за витратами сталі порівняно з відкритими у зв'язку з більш раціональним розташуванням матеріалу відносно центру ваги, але з дещо ускладненими вузлами обпирання примикаючих до таких колон конструкцій. Додаткових витрат потребує необхідність герметизації внутрішніх порожнин колон для захисту від корозії.

Щоб колона була *рівностійкою*, як вже було зазначено, гнучкості її відносно осей x і y мають бути рівні:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}.$$

Двотаврові перерізи при однакових розрахункових довжинах ($l_{ef,x} = l_{ef,y}$), що в реальних конструкціях зустрічається найчастіше, щоб відповідати вимогам *рівностійкості*, повинні мати такі співвідношення розмірів:

$$i_x = i_y, \quad 0.43h = 0.24b, \quad b \approx 2h.$$

Але такі перерізи дуже невдалі з погляду конструктивних рішень – мають занадто широкі полиці, нетехнологічні у виготовленні (утруднене автоматичне зварювання), незручні у конструктивному відношенні.

Прокатний двотавр балкового типу при рівних розрахункових довжинах внаслідок незначної ширини його полиць не відповідає вимозі рівностійкості і тому застосовується рідко. У прокатному широкополичному двотаврі колонного типу $b = h$, що не задовольняє умові рівностійкості, але все таки дає переріз більш придатний для колон.

Стержень наскрізної колони найчастіше складається з двох окремих гілок (швелерів або двотаврів), з'єднаних між собою решіткою (рис. 5). Головна центральна вісь перерізу, яка не перетинає тіло гілок, називається вільною, а та, що перетинає – матеріальною, як у суцільній колоні.

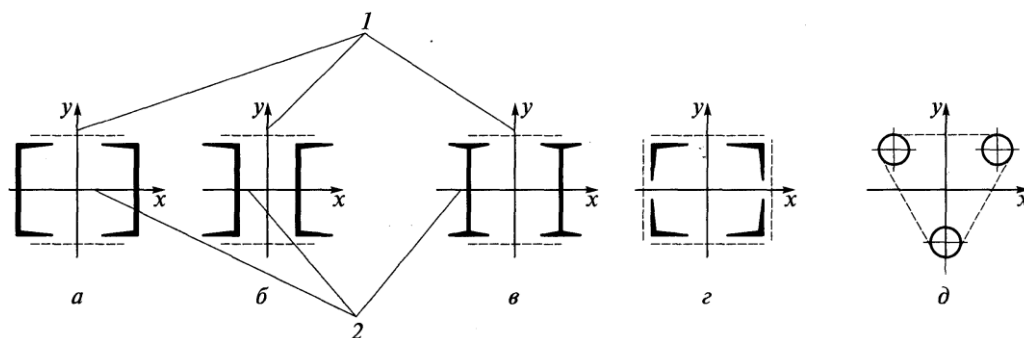


Рис. 5. Типи перерізів наскрізних колон:

$a, б$ – з швелерів; v – з двотаврів; $г$ – з кутиків; $д$ – з труб
 1 – вільна вісь; 2 – матеріальна вісь

Відстань між гілками встановлюється з умови рівностійкості стержня. Також, з метою захисту наскрізних колон від корозії необхідно забезпечити вільний зазор між гілками 100...150 мм для можливості наносити захисне покриття на внутрішні поверхні.

Решітка забезпечує сумісну роботу гілок стержня колони і суттєво впливає на стійкість колони в цілому та її гілок. Найчастіше використовується безрозкісна решітка з планок, а також розкісна решітка або розкісна з додатковими стояками (рис. 6).

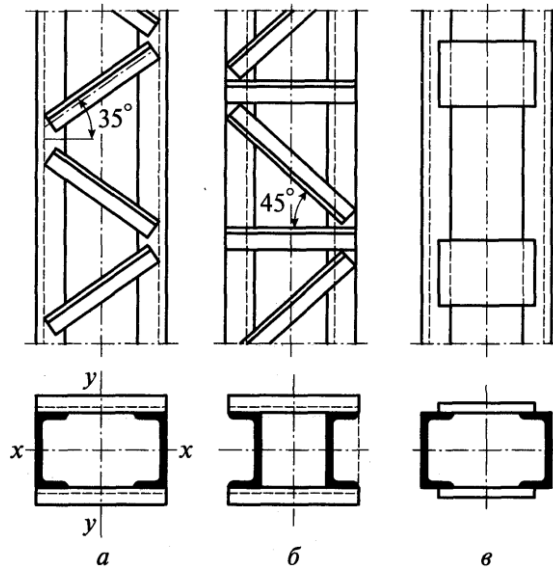


Рис. 6. Типи решіток наскрізних колон:

a – розкісна; *б* – розкісна з додатковими стояками;

в – безрозкісна, з планками

Розкісні решітки більш жорсткі, чим безрозкісні, тому що утворюють в площині грані колони ферму, всі елементи якої працюють на осьові зусилля; але вони більш трудомісткі у виготовленні.

Планки створюють в площині грані колони безрозкісну систему з жорсткими вузлами і елементами, що працюють на згин, унаслідок чого безрозкісна решітка виявляються менш жорсткою. Якщо відстань між гілками значна (0.8...1 м і більше), то елементи безрозкісної решітки виходять важкими; в цьому випадку слід віддавати перевагу розкісним решіткам. Безрозкісна решітка має привабливий зовнішній вигляд і є більш простою.

Щоб зберегти незмінність контуру поперечного перерізу наскрізної колони, гілки колон з'єднують поперечними діафрагмами, які встановлюють через 3...4 м по висоті колони, але не менш двох на відправну марку колони (рис. 7).

Стержень наскрізної колони розраховують на стійкість за формулою ($\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_{x(y)} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$), а коефіцієнт φ при втраті стійкості відносно матеріальної осі визначають як у суцільній колоні. Відносно вільної осі гнучкість наскрізної колони залежить від типу решітки та її деформативності. Деформативність решіток

приводить до збільшення гнучкості наскрізного стержня відносно вільної осі в порівнянні з суцільним.

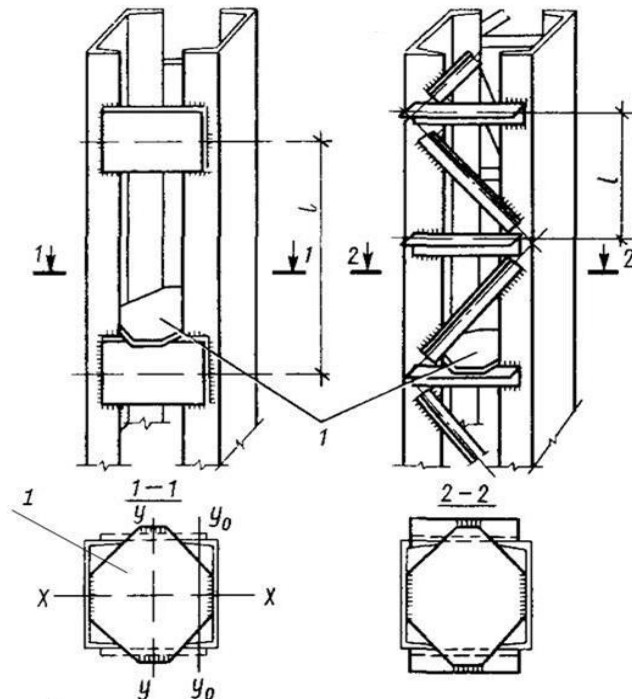


Рис. 7. Діафрагми (1) наскрізних колон

Гнучкість наскрізного стержня відносно вільної осі називається зведеною (λ_{ef}), у загальному випадку її можна записати так:

$$\lambda_{ef} = \mu \cdot \lambda ,$$

де λ – гнучкість стержня колони відносно вільної осі, що обчислюється як для суцільної колони (без урахування деформативності решітки); μ – коефіцієнт зведення довжини складеного стержня, який залежить від типу решітки та її параметрів. При розрахунку наскрізної колони на стійкість відносно вільної осі коефіцієнт стійкості φ необхідно визначати залежно від зведеної гнучкості λ_{ef} .

Коефіцієнт зведення довжини μ обчислюють, визначаючи критичну силу N_{cr} втрати стійкості складеним стержнем, і він дорівнює:

$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_{ef}^2}} .$$

Його значення залежить від кута зсуву γ_1 , отже типу решітки.

Решітки наскрізних колон працюють на поперечну силу, яка виникає від поздовжнього згину стержнів при втраті ними стійкості. Оскільки поперечна сила не обумовлена діючим навантаженням, вона є умовною (Q_{fic}). В нормах проектування [5] значення поперечної сили враховує також наявність випадкових ексцентриситетів прикладання сили N та геометричного скривлення осі і обчислюється за формулою:

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi},$$

в якій коефіцієнт стійкості φ приймається за гнучкістю λ_{ef} відносно вільної осі, перпендикулярної до площин розташування решітки.

Умовну поперечну силу приймають постійною по всій довжині стержня і розподіляють порівну між решітками.

2.1.4. Розрахункові схеми стержнів наскрізних колон в залежності від типу з'єднань гілок колон

Колони на планках

В наскрізних колонах з безрозкісною решіткою планки виконують з листів (рис. 8) або відрізків швелерів, всі планки мають однакові перерізи і розташовуються на рівних відстанях.

Колони з безрозкісною решіткою являють собою рамну систему з жорсткими вузлами сполучення планок з гілками, всі елементи якої при поздовжньому згині випинаються по S -подібних кривих (рис. 9), на яких посередині планок і між планками осі елементів мають перегин, де їхня кривина дорівнює нулю. В точках перегину діють максимальні перерізувальні сили.

Деформація колони залежить від відношення n лінійних жорсткостей гілок на ділянці між планками і самих планок:

$$n = \frac{I_{b1} \cdot b_0}{I_s \cdot l_b},$$

де I_{b1} – момент інерції перерізу гілки відносно власної осі $I - I$; $I_s = (t_s \cdot d_s^3)/12$ – момент інерції перерізу однієї планки відносно власної осі $x_1 - x_1$; l_b – відстань між осями планок (рис. 8).

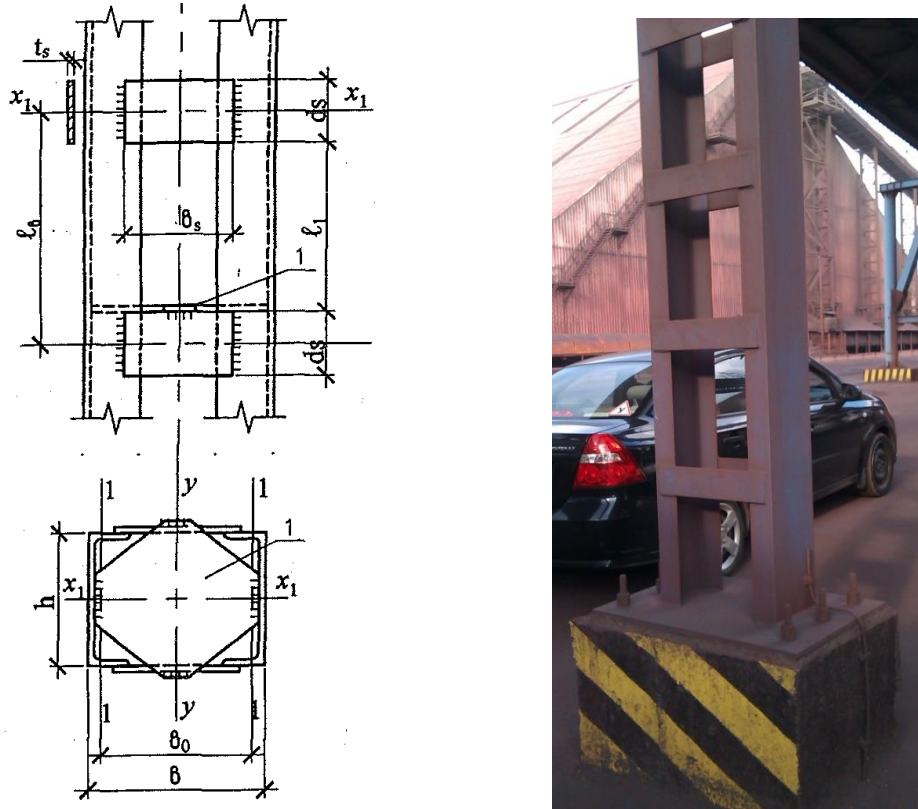


Рис. 8. Схема розміщення планок в наскрізній колоні

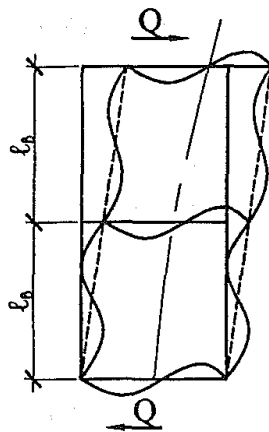


Рис. 9. Деформована схема колони з планками

Зведена гнучкість наскрізного стержня при поздовжньому згині визначається за формулою:

$$\lambda_{ef} = \mu \cdot \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82 \cdot (1+n) \cdot \lambda_{b1}^2},$$

де λ_y – гнучкість стержня колони відносно осі $y-y$, що обчислюється як для суцільної колони; $\lambda_{b1} = l_1 / i_1$ – гнучкість гілки колони відносно власної осі $I-I$ на ділянці між планками (l_1 – відстань між краями планок; i_1 – радіус інерції гілки відносно власної осі $I-I$).

Для забезпечення надійної роботи колон з безроскісною решіткою відповідно до норм проектування [] гнучкість окремих гілок λ_{b1} не повинна перевищувати 40.

Крім перевірки стійкості колони з планками в цілому необхідно також перевірити стійкість гілок на ділянці між планками.

При поздовжньому згині, як було викладено вище, планки і гілки випинаються за S -подібними кривими. Прикладемо в точках, де кривина дорівнює нулю, умовну поперечну силу Q_{fic} . У планках від неї виникають зусилля – згинальний момент M_1 і перерізувальна сила F . Перерізувальна сила знаходиться з умови рівноваги вузла сполучення планки і гілки колони $F = \frac{Q_{fic} \cdot l_b}{2 \cdot b_0}$, а згинальний момент

$$\text{відповідно } M_1 = F \cdot \frac{b_0}{2} = \frac{Q_{fic} \cdot l_b}{4}.$$

Розрахунок планок зводиться до розрахунку зварних кутових швів, які прикріплюють їх до гілок, при сумісній дії зусиль M_1 і F . Ширину планок d_s призначають у межах $(0.5 \dots 0.75) \cdot b$ (рис. 8), а довжину b_s знаходять з умови їх прикріплення – щоб планка находила на кожен гілку не менш як на $5 \cdot t_s$. Товщину планок t_s призначають конструктивно $6 \dots 12$ мм у межах $(1/10 \dots 1/15) \cdot b_s$ з тим, щоб виконувалася умова забезпечення їхньої місцевої стійкості ($b_s / t_s \leq 50$).

2.1.5. Ефективний переріз колони сталевого каркасу промислової будівлі

Для зведення складу на території морського торговельного порту були запроектовані основні несучі елементи сталевого каркасу споруди.

Склад призначений для зберігання сталевих прокатів і згідно з технологічними вимогами має внутрішні габаритні розміри в плані 96×24 м, висоту до низу несучих конструкцій покриття 7.5 м, висота в коньку 11.35 м. Будівля одноповерхова, однопролітна, розмір прольоту складає 24 м (рис. 10).

Розрахункові зусилля, згідно результатів статичного розрахунку, складають:
 $N = 96$ кН; $M = 37.7$ кН×м; $Q = 21.2$ кН.

Приймаємо:

- матеріал елементів колони – сталь С245,ГОСТ 27772-88;
- зварка вузлів виконується електродами типу Э42 ГОСТ 9467.

Знаходимо потрібну площу поперечного перерізу колони орієнтовно, як позакентровано стиснуту, за формулою:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left(1,25 + 2,25 \cdot \frac{e_x}{h_g} \right) = \frac{96 \cdot 0,95}{24 \cdot 0,95} \cdot \left(1,25 + 2,25 \cdot \frac{0,71}{0,40} \right) = 20,9 \text{ см}^2,$$

де e_x – ексцентриситет прикладання розрахункової подовжньої сили;

$\gamma_c = 0,95$ – коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_n = 0,95$ – коефіцієнт надійності за призначенням;

$h_g = 0,40$ м – висота складеного перерізу колони;

$R_y = 24$ кН/см² – розрахунковий опір сталі.

Компоновка поперечного перерізу колони

Приймаємо наскрізну двогілкову колону на планках, кожна гілка виконана складеного швелерного перерізу (рис.) з двох рівнополічних кутиків $140 \times 140 \times 9$ (ДСТУ 2251-93). Геометричні характеристики кутика $\perp 140 \times 9$, $A = 24,72$ см², $z_0 = 3,76$ см, $i_x = 4,34$ см, $i_{y0} = 2,79$ см. Габарити перерізу – 400×280 мм.

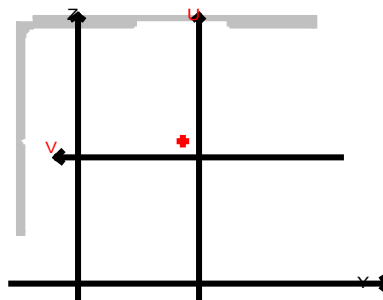


Рис. 1. Поперечний переріз двогілкової колони на планках.

Геометричні характеристики складеного перерізу наведені в табл. 1.

Таблиця 1. Геометричні характеристики складеного перерізу колони

	Параметр	Значення	Од. вим.
A	Площа поперечного перерізу	98.9	$см^2$
	Кут нахилу головних осей інерції	90	град
I_y	Момент інерції відносно центральної осі $Y1$ паралельної осі Y	96621,024	$см^4$
I_z	Момент інерції відносно центральної осі $Z1$ паралельної осі Z	135355,226	$см^4$
i_y	Радіус інерції відносно осі $Y1$	17,42	$см$
i_z	Радіус інерції відносно осі $Z1$	19,618	$см$
W_u	Максимальний момент опору відносно осі U	4922,008	$см^3$
W_v	Максимальний момент опору відносно осі V	4601,001	$см^3$
y_m	Координата центру мас по осі Y	20,014	$см$
z_m	Координата центру мас по осі Z	20	$см$

Визначаємо довжини колони в площині i з площині рами залежно від прийнятої конструктивної схеми каркасу будівлі:

$$\ell_x = 10.65 \text{ м} \cdot 2 = 21.3 \text{ м}$$

$$\ell_y = 10.65 \text{ м} \cdot 0.7 = 7.5 \text{ м}$$

де $\mu_x = 2$, $\mu_y = 0.7$ – коефіцієнти розрахункових довжин колони відповідно в площині рами та із площини рами.

Перевірка стійкості колони в площині рами

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснутої колони в площині рами виконуємо за формулою [5] (формула представлена в безрозмірному вигляді, порівняння виконується з «1»):

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

Для знаходження коефіцієнту φ_e попередньо обчислюємо величини умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{ef}$ і приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} .

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 86.1 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 5,23,$$

де $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{2130}{17,42} = 122.3$ – гнучкість стержня колони;

$E = 2,06 \cdot 10^4$ кН/см² – модуль пружності сталі.

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,3 \cdot 3,74 = 4,862,$$

$$\text{де } m = \frac{e_x \cdot A}{W_x} = \frac{71 \cdot 98.9}{4601,001} = 1,52,$$

$\eta = 1,3$ – коефіцієнт впливу форми перерізу.

Тоді згідно [5] $\varphi_e = 0,051$.

Виконуємо перевірку:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{96 \cdot 0,95}{0,047 \cdot 98.9 \cdot 24 \cdot 1} = 0,85 \leq 1$$

Умова виконується.

Перевірка стійкості колони із площини рами

Розрахунок на стійкість позакентрово стиснутої колони із площини дії згинального моменту виконуємо за формулою [5]:

$$\frac{N \cdot \gamma_c}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

де φ_y – коефіцієнт стійкості

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{750}{19,618} = 38.2 \Rightarrow \varphi = 0,871;$$

c – коефіцієнт, визначуваний по формулі:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1}{1 + 0,71 \cdot 1,18} = 0,054,$$

$$\text{де } m_x = \frac{5144 \cdot 98,9}{96 \cdot 4922} = 1,08$$

M_x – згинальний момент в середній третині довжини ділянки колони, що розраховується, яки має бути рівний не менше половини значення максимального згинального моменту на цій ділянці колони в кНсм.

$$M_x = M_{\min} + \frac{2}{3} (M_{\text{больш}} - M_{\text{меньш}})$$

$$M_x = 10,63 + \frac{2}{3} (67,7 - 10,63) = 51,44 \text{ кНм}$$

$$M_x = 5144 \text{ кНсм}$$

$$m_x = \frac{5144 \cdot 95,67}{96 \cdot 1171} = 1,18,$$

α та β – коефіцієнти за [5]:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,08 = 0,71$$

$$\beta = 1 [\quad].$$

Виконуємо перевірку:

$$\frac{N \cdot \gamma_c}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{96 \cdot 0,95}{0,054 \cdot 0,871 \cdot 98,9 \cdot 24 \cdot 1} = 0,82 \leq 1$$

Умова виконується.

Колони поперечної рами каркасу запроектовані у двох варіантах: 1 – суцільна колона з перерізом із прокатного широкополичного двотавра 40Ш1 (ГОСТ 26020) і 2 – наскрізна двогілкова колона на планках, кожна гілка виконана складеного швелерного перерізу з двох рівнополичних кутиків 140×140×9 (ДСТУ 2251-93).

Проектні рішення представлені на рис. 12...15.

Фасад 1-16
М 1:200

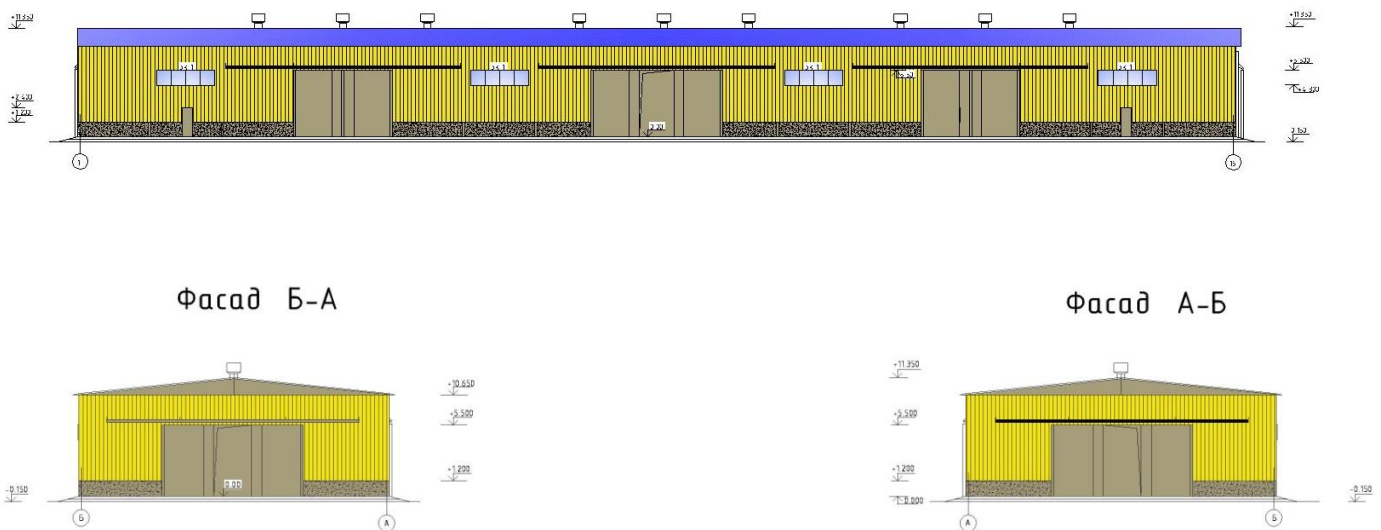
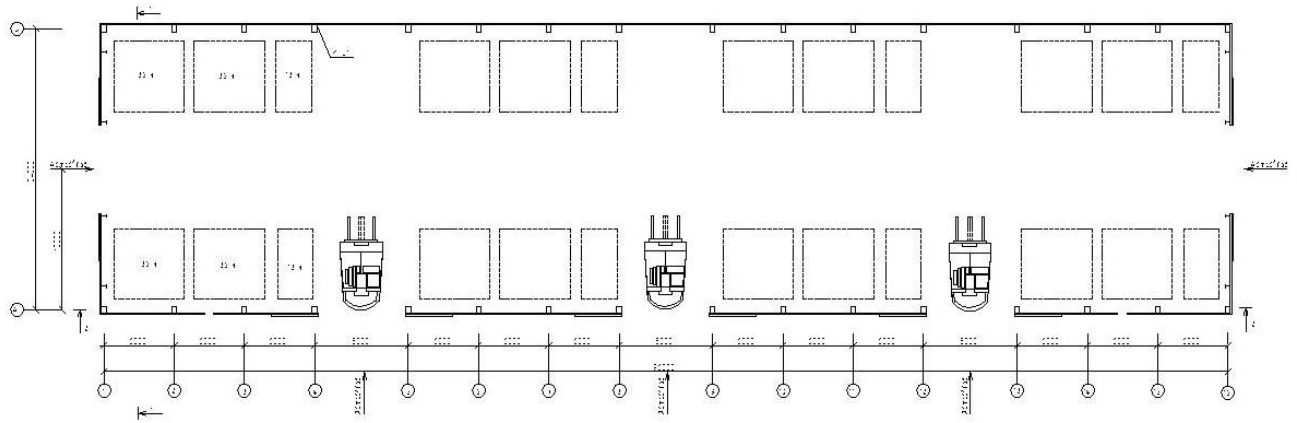
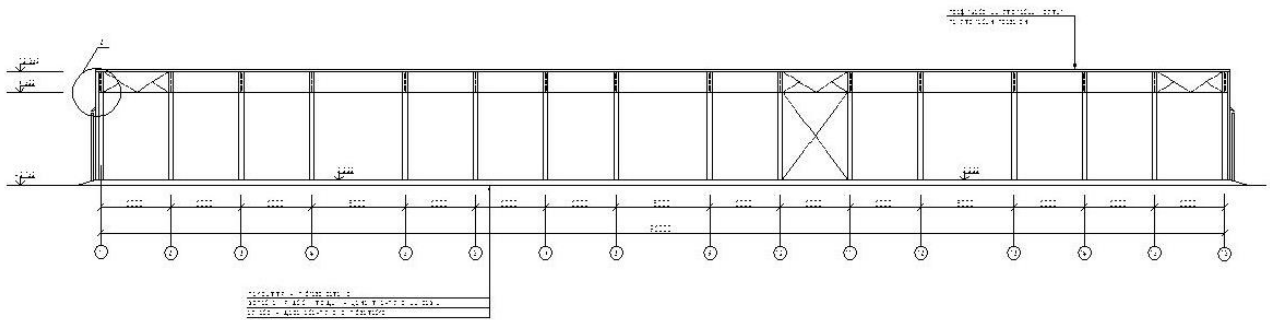


Рис. 10. Фасади будівлі

ПЛАН НА ВІДМІТЦІ 0.000
M 1200



РОЗРІЗ 2-2



РОЗРІЗ 1-1
M 1200

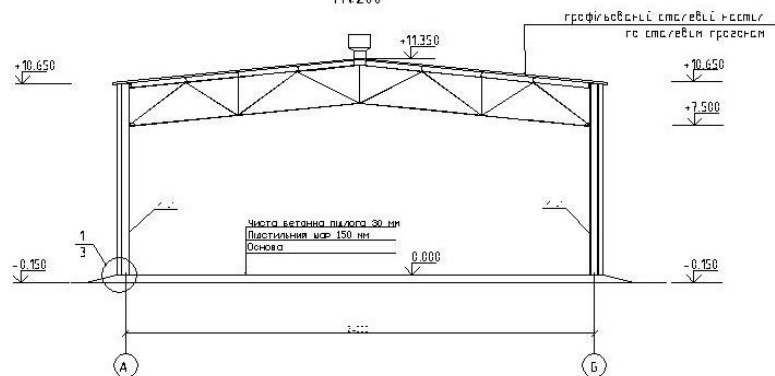


Рис. 11. План, подовжній і поперечний розрізи будівлі, що проектується

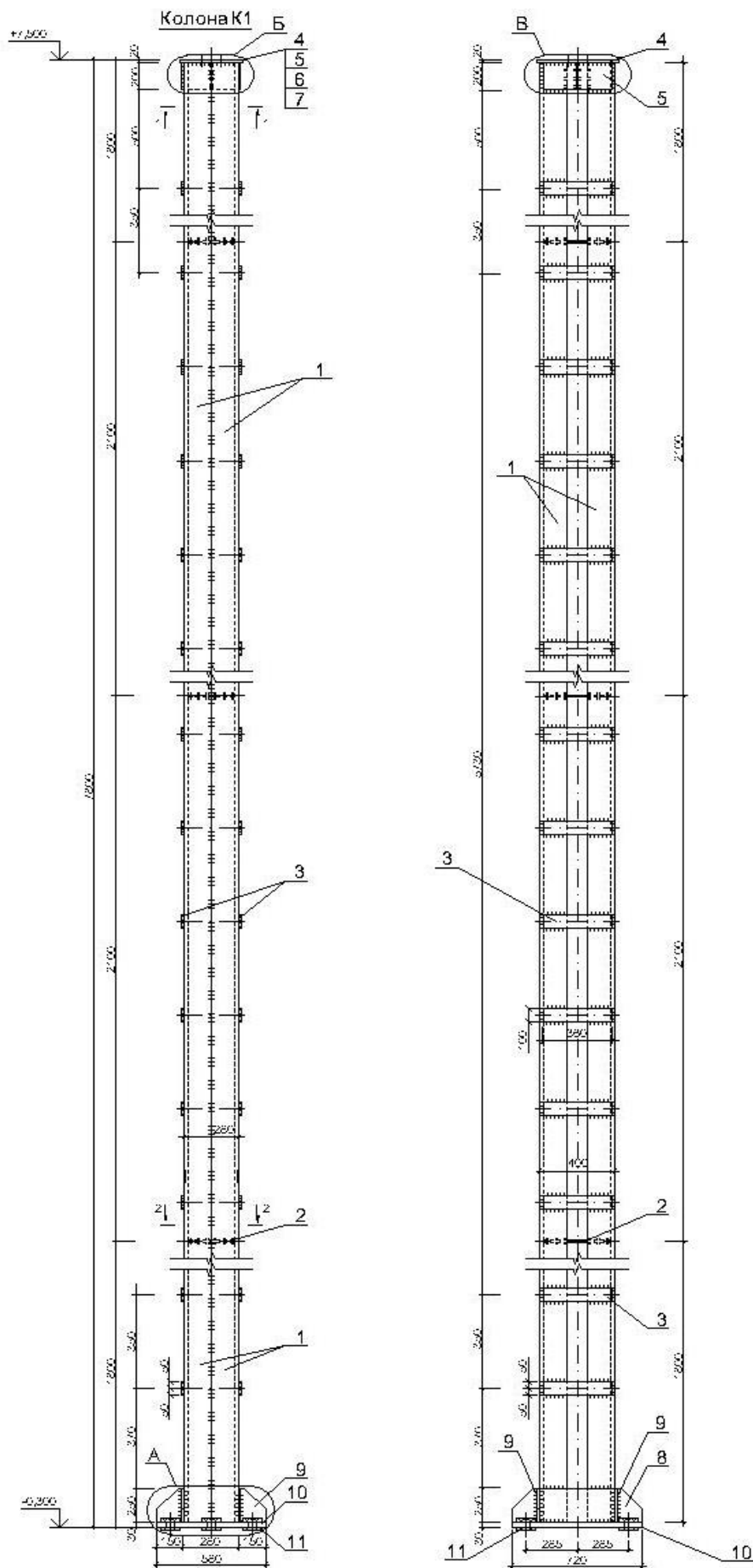


Рис. 11. Наскрізна колона поперечної рами каркасу, що проектується.

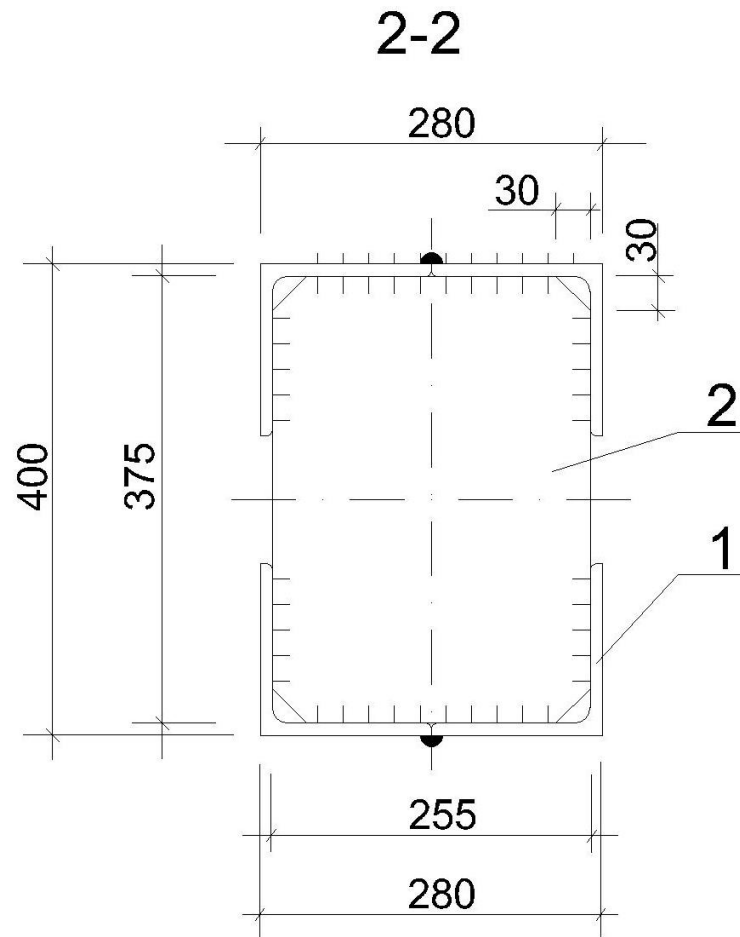


Рис. 12. Поперечний переріз наскрізної двогілкової колони

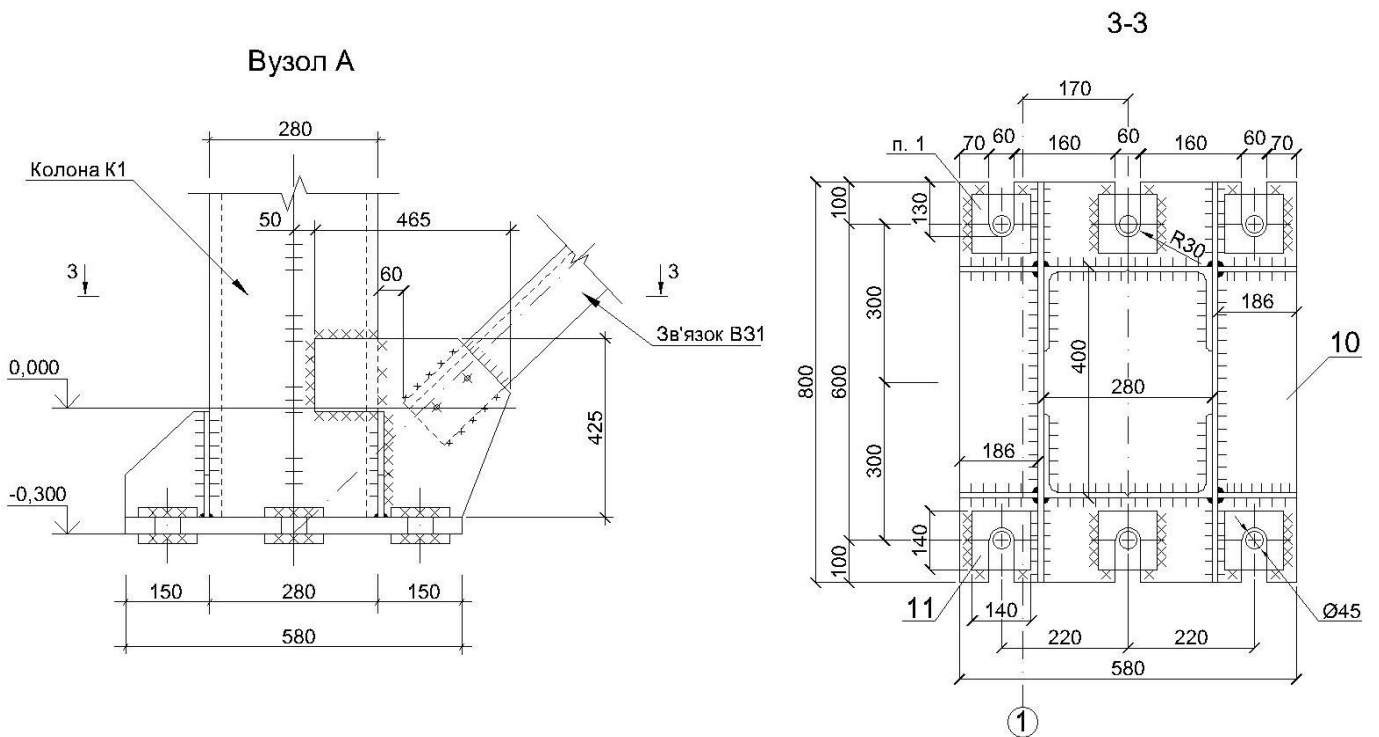


Рис. 13. База наскрізної колони, що проектується

1-1

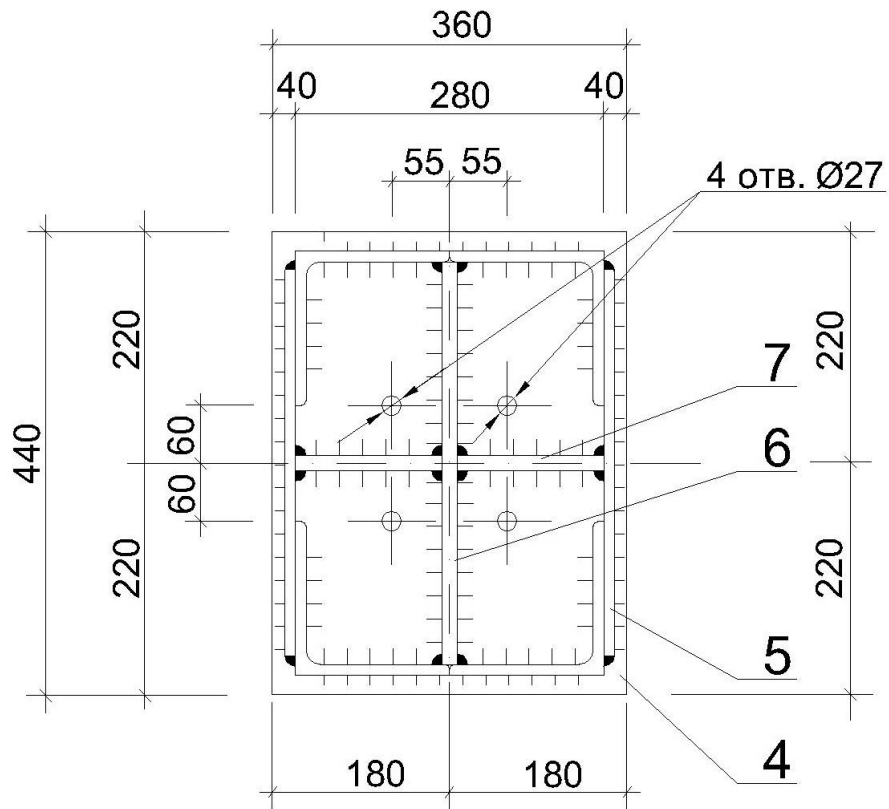


Рис. 14. Поперечний розріз оголовка колони

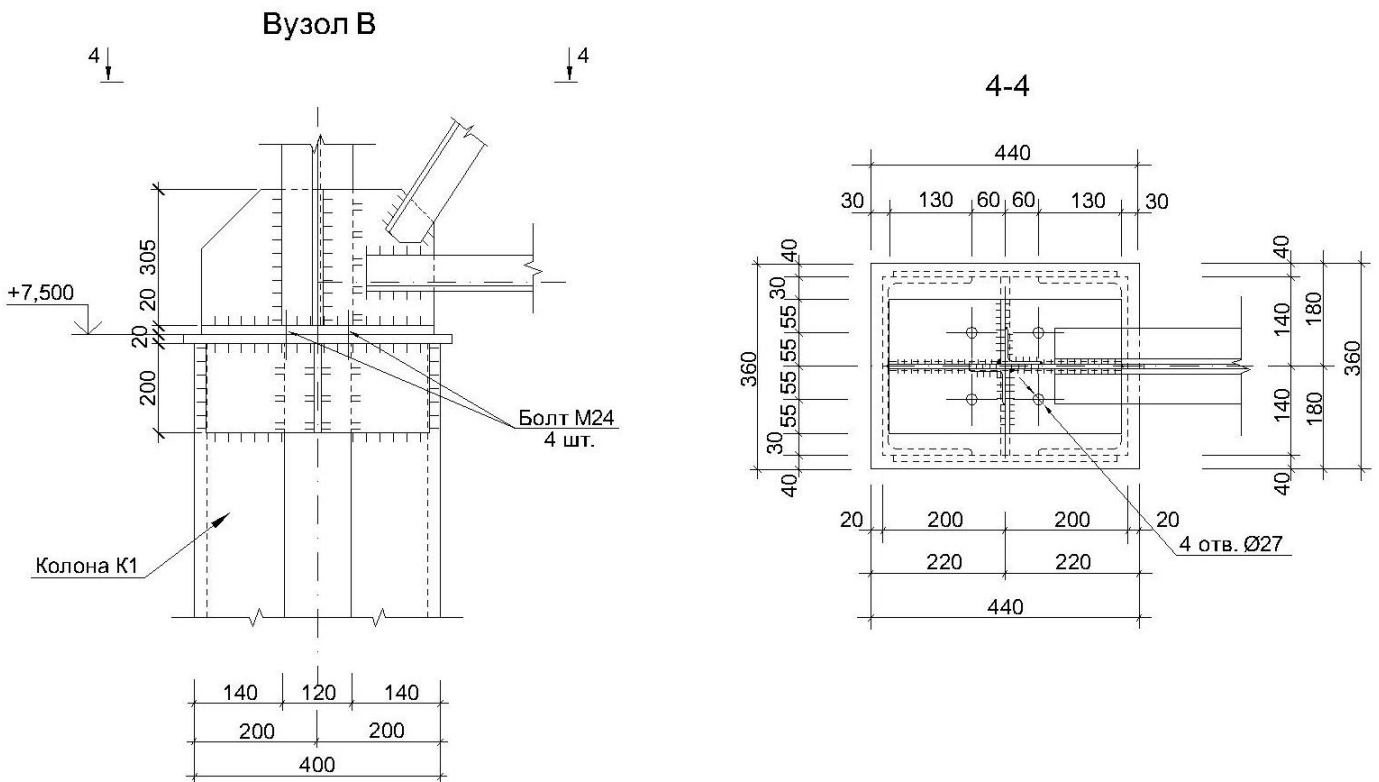


Рис. 15. Оголовок наскрізної колони, що проектується

2.1.6. Висновок

Скомпонована та розрахована сталева колона каркасної будівлі з ефективним, оптимальним перерізом використовуючи принцип рівностійкості стержня. Колона запроектована наскрізна двогілкова на планках (з гілками виконаними складеного швелерного перерізу з двох рівнополичних кутиків) і в порівнянні з суцільною колоною (з традиційним перерізом із прокатного широкополичного двотавра) є рівностійкою і більш економічнішою за витратами сталі. Економія, згідно специфікації сталі, склала для одної колони 309 кг, а для колон усієї будівлі – майже 10 т.

В перспективі, при подальших дослідженнях і проектних вишукуваннях, необхідно ширше застосовувати принцип рівностійкості для сталевих стержневих елементів і конструкцій.

3. РОЗДІЛ «ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ»

Дипломник: Даскевич Д.Ю.

Консультант: доц. Митинський В.М.

3.1 Технічна характеристика об'єкту

Об'єкт що проектується – склад вантажів (сталевих прокатів) морського торговельного порту, має промислове призначення. У плані будівля прямокутної форми, в осях розміри 96×24м, однопролітна, одноповерхова (висота до низу несучих конструкцій 7.5м; висота будівлі у коньку 11.15м), крок колон 6м.

Будівля проектується із сталевих каркасів. Переріз колон складений, прийнятий з чотирьох прокатних кутників, зварених в коробочку.

Ригель будівлі – кроквяна ферма з паралельними поясами, стержні прийняті з двох рівнополічних кутників, проліт ферми 24м.

Будівля неопалювальна, стінове огорожування з листів сталевих профільованих настилів. Покриття прогонне – у вузлах ферми встановлені сталеві прогони з швелерів по яких укладаються листи профнастилу. Просторову жорсткість забезпечує система зв'язків між колонами і кроквяними фермами.

Підвальні і технічні приміщення відсутні.

У відповідності з ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення» [9] приймаємо граничні значення деформацій основ і фундаментів:

- відносна різниця осідань $(\Delta S/L)_u = 0,004$;
- максимальні осідання $(S_{max,u}) = 15\text{см}$.

Будівля по класифікації є відносно жорсткою.

Отримані розрахунком деформації основи мають бути менше, ніж допустимі, що забезпечить експлуатаційну придатність будівлі і її довговічність.

3.2 Оцінка ґрунтових умов ділянки будівництва

Інженерні – геологічні умови майданчика надані даними буріння свердловин до глибини 18м (рис. 3.1). При бурінні були відкриті наступні інженерно – геологічні елементи (табл. 3.1):

- ґрунтово - рослинний шар, потужність шару 0.8м;
- суглинок лесовидний жовто-бурий з карбонними включеннями,

потужність шару 3.1...3.3м;

- лес світло-жовтий, потужність шару 4.5...4.6м;
- суглинок лесовидний світло-коричневий і бурий, потужність шару 5.9...5.5м;
- Глина червоно-бура, повна потужність даного шару не пройдена.

Гідрогеологічні умови будівельного майданчика характеризуються наявністю ґрунтових вод, рівень яких знаходиться на відмітці 10.00...10.20м від денної поверхні.

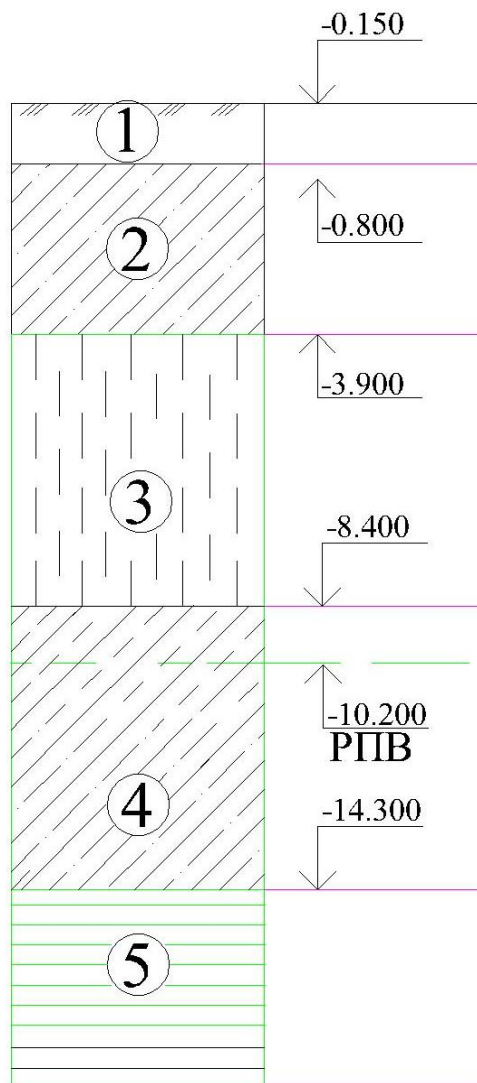


Рис. 3.1. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 3.1 Показники фізико - механічних властивостей виділених ПГЕ

№ п/п	Літологічні типи порід	ρ_s г/см ³	ρ г/см ³	ω	ω_L	ω_p	E_o МПа	ε	φ град	C КПа	K_ϕ м/до	P_s КПа
1	Грунтово - рослинний шар	-	1,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок лесовидний жовто - бурий	2,68	1,75	0,16	0,32	0,20	8,0	0,008	11	28	0,08	70
3	Лес світло-жовтий	2,66	1,55	0,14	0,26	0,20	4,5/2,8	0,02	15	15	0,05	120
4	Суглинок лесовидний світло-коричневий і бурий	2,67	1,65	0,19	0,29	0,18	6,5	0,015	20	19	0,032	150
5	Глина червоно-бура	2,72	2,10	0,25	0,43	0,20	24,0	-	20	60	0,007	-

За приведеними основними показниками фізичних властивостей визначаємо похідні показники і оцінюємо кожен геологічний елемент.

Розрахункові показники фізичних властивостей ґрунтів визначаємо по формулах:

Щільність часток ґрунту в сухому стані:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega};$$

$1.4 \geq \rho_d$ – сильностискаємі;

$1.4 < \rho_d \leq 1.6$ – середностискаємі;

$1.6 < \rho_d$ – малостискаємі.

Питома вага: $\gamma = \gamma_r = 10\rho$ кН/м³

Питома вага з врахуванням зважувальної дії води:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 10}{1 + e}.$$

Число пластичності: $I_p = \omega_L - \omega_p$

Показник текучості: $I_L = (\omega - \omega_p) / I_p$

Фізичні властивості кожного виду ґрунту окремо:

- ПГЕ -2: суглинок лесовидний жовто-бурий з карбонатними включеннями:

- щільність часток ґрунту в сухому стані:

$$\rho_d = 1,75/(1+0,16) = 1,51\text{г/см}^3.$$

Оскільки $\rho_d=1,51\text{г/см}^3$, отже, можна зробити висновок, що це середньостискаємий шар ґрунту, який може використовуватися як природна основа фундаментів, для пірамідальних козлових паль, в окремих випадках як основа висячих паль.

- число пластичності:

$I_p = \omega_L - \omega_p = 0,32 - 0,20 = 0,12 \Rightarrow$ ґрунт по числу пластичності відноситься до суглиноків.

- показник текучості:

$I_L = (\omega - \omega_p)/I_p = 0,16 - 0,20/0,12 = -0,33 < 0 \Rightarrow$ по показнику текучості ґрунт відноситься до твердих суглиноків.

- питома вага: $\gamma = \rho q = 10 \rho = 10 \times 1,75 = 17,5\text{кН/м}^3$

- питома вага з врахуванням зважувальної дії води:

$$\gamma_{sb} = (26,8 - 10)/(1 + 0,78) = 9,4\text{кН/м}^3.$$

- ПГЕ-3: лес світло-жовтий

- щільність часток ґрунту в сухому стані:

$\rho_d = 1,55/(1+0,14) = 1,36\text{г/см}^3 \Rightarrow$ шар ґрунту не використовується як природна основа фундаментів, не може бути основою для пальових фундаментів.

- число пластичності:

$I_p = 0,26 - 0,20 = 0,06 \Rightarrow$ по показнику пластичності, цей вид ґрунту відноситься до супіску.

- показник текучості:

$I_L = (0,14 - 0,2)/0,06 = -1 < 0 \Rightarrow$ по показнику текучості цей вид ґрунту - твердий супісок.

- питома вага: $\gamma = 10 \times 1,55 = 15,5\text{кН/м}^3$.

- питома вага з врахуванням зважувальної дії води:

$$\gamma_{sb} = 26,6 - 10/1 + 0,96 = 8,47\text{кН/м}^3.$$

- ПГЕ 4: суглинок лесовидний світло-коричневий і бурий

- щільність часток ґрунту в сухому стані:

$$\rho_d = 1,65 / (1 + 0,19) = 1,39 \text{ г/см}^3 = > \text{отже, можна зробити висновок, що це}$$

середньостискаємий шар ґрунту, який може використовуватися як природна основа фундаментів, для пірамідальних козлових паль, в окремих випадках як основа висячих паль.

- число пластичності:

$$I_p = 0,29 - 0,18 = 0,11 \Rightarrow \text{по числу пластичності відноситься до суглинків.}$$

- показник текучості:

$$I_L = \frac{0,19 - 0,18}{0,11} = 0,09 \Rightarrow \text{по показнику текучості цей ґрунт напівтвердий суглинок.}$$

- питома вага: $\gamma = 1,65 \times 10 = 16,5 \text{ кН/м}^3$

- питома вага з врахуванням зважувальної дії води:

$$\gamma_{sb} = 26,7 - 10 / 1 + 0,48 = 11,28 \text{ кН/м}^3.$$

- ПГЕ-5: глина червоно-бура

- щільність часток ґрунту в сухому стані:

$$\rho_d = 2,10 / (1 + 0,26) = 1,67 \text{ г/см}^3 = > \text{це малостискаємий ґрунт, який є хорошою}$$

основою для фундаментів і паль.

- число пластичності:

$$I_p = 0,43 - 0,20 = 0,23 \Rightarrow \text{по числу пластичності цей ґрунт відноситься до глин.}$$

- показник текучості:

$I_L = (0,25 - 0,20) / 0,23 = 0,22 \Rightarrow \text{по показнику текучості цей ґрунт відноситься до напівтвердих глин.}$

- питома вага: $\gamma = 21,0 \text{ кН/м}^3$.

- питома вага з врахуванням зважувальної дії води: $\gamma_{sb} = 10,55 \text{ кН/м}^3$.

3.3 Визначення величини просідання ґрунтів основи

Ординати епюри напружень від власної ваги ґрунту визначаємо на відмітках підшоши кожного ІГЕ по формулі:

$$\sigma_{zgi} = \sum_{i=1}^n (h_i \cdot \gamma_{sat,i}),$$

де h_i – потужність ІГЕ вище підшоши i -го шару;

$\gamma_{sat,i}$ – питома вага шарів, вище i -го шару, у водонасиченому стані, що визначається по формулі:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + S_r \times n \times \gamma_w,$$

де γ_d - питома вага сухого ґрунту;

n - пористість ґрунту;

S_r – (міра вологості ґрунту) = 0,8 (для суглинків); для супісків - 0,85;

γ_w - питома вага води = 10кН/м³;

γ_{sat} - підраховується починаючи з глибини 1,5м - мінімальна глибина закладання водонесучих комунікацій (допускається робити підрахунок від підшоши ґрунтового шару).

$$\gamma_{sat2} = 15,1 + 0,8 \cdot 0,44 \cdot 10 = 18,62 \text{кН/м}^3$$

$$\sigma_{zq2} = 0,8 \cdot 14,5 + 3,1 \cdot 18,62 = 69,32 \text{кПа}$$

$$\gamma_{sat3} = 13,6 + 0,85 \cdot 0,49 \cdot 10,0 = 17,77 \text{кН/м}^3$$

$$\sigma_{zq3} = 69,32 + 4,5 \cdot 17,77 = 149,29 \text{кПа}$$

$$\gamma_{sat4} = 13,9 + 0,8 \cdot 0,48 \cdot 10 = 17,74 \text{кН/м}^3$$

$$\sigma_{zq4} = 149,29 + 1,8 \cdot 17,74 = 181,22 \text{кПа}.$$

Для кожного ІГЕ, що володіє просідаючими властивостями, будемо графік залежності $\varepsilon_{sl} = f(\sigma)$.

Просідання при замочуванні основи відбувається в межах ділянки $h_{sl,i}$, де $\sigma_{zsl} > P_{sl}$. В середині кожної ділянки шару на глибині $z_{sli} = z_i - h_{sli}/2$ знаходимо напруження $\sigma_{sl,i}$.

Просідання кожного шару визначають по формулі: $S_{sl,i} = h_{sl,i} \times \varepsilon_{sl,i}$.

Сума просідань кожного шару в межах просідаючої товщі дорівнює тій, що просіла від власної ваги ґрунту. Розрахунок виконуємо в табличній формі.

Таблиця 3.2. Визначення величини просідання ґрунтів

№ПГЕ	P_{sl} кН/м ²	h_{sl} м	Z_{sl} м	σ_{sl} кН/м ²	ε_{sl}	S_{sl} м
2	70	-	-	-	-	-
3	120	1,6	7,6	135,07	0,0115	0,0184
4	150	1,8	9,3	165,26	0,0115	0,0207

$$\Sigma S_{sl} = 0,0391 \text{ м} = 3,91 \text{ см}$$

3.4 Діючі навантаження на фундаменти і вибір можливих варіантів фундаментів

У розділі «Металеві конструкції» був виконаний збір навантажень і визначені зусилля в поперечній рамі споруди за допомогою спеціалізованого програмного комплексу для розрахунку будівельних конструкцій «SCAD». Розрахункові зусилля в колоні, в місці її сполучення з фундаментом, склали:

- подовжня сила $N = 9.6 \text{ т} = 96 \text{ кН}$;
- поперечна сила $Q = 2.12 \text{ т} = 21.2 \text{ кН}$;
- згинальний момент $M = 3.77 \text{ тм} = 37.7 \text{ кНм}$.

Вибір типу основ і фундаментів здійснюємо на основі аналізу інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов ділянки будівництва з урахуванням кліматичних умов (глибини промерзання), величини навантаження від споруди і його конструктивних особливостей.

У цих умовах раціональним варіантом фундаментів може служити:

1. Стовпчастий фундамент - за несучий шар, приймаємо ПГЕ-2 - суглинок лесовидний жовто-бурий з карбонатними включеннями, з модулем деформації $E_0 = 8,0 \text{ МПа}$.

2. Пальові фундаменти з призматичних паль - за несучий шар, приймаємо ПГЕ-5 - глину червоно-буру, з модулем деформації $E_0 = 24,0 \text{ МПа}$.

3.5 Проектування фундаментів неглибокого закладання

3.5.1 Глибина закладання підшви фундаментів

Оскільки проектуємо під колони каркасної будівлі стовпчасті фундаменти, мінімальна висота яких 1.5м, то глибина промерзання ґрунту (що становить 0.8м для м. Миколаєва) і потужність ґрунтово-рослинного шару (складає також 0.8м) на глибину закладання не впливають. Виходячи з конструктивних вимог стовпчастого фундаменту з тим, що на нього спираються сталеві колони, обріз фундаменту має бути на відмітці – 0.2м від рівня чистої підлоги для можливості улаштування бази сталевої колони.

Приймаємо глибину закладання підшви стовпчастого фундаменту:
 $d_n = 1.5 + 0.2 = 1.7\text{м}$.

3.5.2 Визначення розмірів підшви фундаменту

Визначаємо площу підшви стовпчастого фундаменту:

$$A = \frac{1,1 \cdot N}{R_0} = 1,1 \cdot 96 / 220 = 0,52\text{м}^2;$$

$R_0 = 220\text{кПа}$; (для суглинків при $\rho_d = 1,5\text{г/см}^3$)

$\bar{\gamma} = 20\text{кН/м}^3$ (середнє значення питомої ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах)

$d_n = 1,7\text{м}$ - глибина закладання підшви фундаменту.

Приймаємо мінімальний розмір фундаментів, який випускає промисловість і під який існує стаціонарна опалубка:

$$l \times b = 1,2 \times 1,2\text{м}, \quad A = 1,2 \times 1,2 = 1,44\text{м}^2.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c)$$

$\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$ - коефіцієнти, визначувані по таблиці. 4.8 МВ (для суглинку);

$k = 1$; $k_z = 1$;

$M_\gamma = 0,207$, $M_q = 1,84$, $M_c = 4,30$ - коефіцієнти, що визначаємо згідно таблиці ДБН залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту ($\varphi_{II} = 11^\circ$);

$b = 1,200\text{м}$ - прийнята ширина підшви фундаменту;

$d_n = 1,700\text{м}$ - глибина закладання підшви фундаменту;

$\gamma_{II} = 17,5 \text{ кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшови (визначається на глибині, що дорівнює $1,5b = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ м}$ - ширина фундаментів дорівнює $1,2 \text{ м}$);

$\gamma'_{II} = (0,8 \cdot 14,5 + 0,9 \cdot 17,5) / 1,7 = 16,09 \text{ кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за підшову;

$c_{II} = 28 \text{ кПа}$ - питоме зчеплення ґрунту, кН/м^2 ;

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} (0,207 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 17,5 + 1,84 \cdot 1,7 \cdot 16,09 + 4,30 \cdot 28) = 218,8 \text{ кПа}$$

Виконуємо перевірки тисків по підшві фундаменту :

$p_{\text{ср}} = (N + G_{\text{ф}}) / A_{\text{пр}}$ - для стовпчастого фундаменту;

$G_{\text{ф}}$ - вага фундаменту і ґрунту на його уступах

$$G_{\text{ф}} = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma$$

$$p_{\text{ср}} \leq R$$

$$p_{\text{ср}} = \frac{96,0 + 48,96}{1,44} = 100,7 \text{ кПа} < R = 218,8 \text{ кПа}$$

$$G_{\text{ф}} = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,7 \cdot 20 = 48,96 \text{ кН}$$

$$P_{\text{max/min}} = P \pm \frac{M + Q \times d}{W},$$

$$\text{де: } W = \frac{b \times l^2}{6} = \frac{1,2 \times 1,2^2}{6} = 0,288 \text{ м}^3.$$

$$P_{\text{max}} = 100,7 + \frac{37,7 + 21,2 \times 1,7}{0,288} = 356,7 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{max}} = 356,7 \text{ кПа} > 1,2 \times R = 1,2 \times 218,8 = 262,56 \text{ кПа} \quad - \text{ умова не виконується.}$$

Оскільки умова перевірки не виконується, збільшуємо розміри плитної частини фундаменту і приймаємо:

$$l \times b = 1,5 \times 1,2 \text{ м}, \quad A = 1,2 \times 1,5 = 1,8 \text{ м}^2.$$

$$p_{\text{ср}} = \frac{96,0 + 61,2}{1,8} = 87,3 \text{ кПа} < R = 218,8 \text{ кПа} \quad - \text{ умова виконується}$$

$$G_{\text{ф}} = 1,5 \cdot 1,2 \cdot 1,7 \cdot 20 = 61,2 \text{ кН}$$

$$P_{\text{max/min}} = P \pm \frac{M + Q \times d}{W},$$

$$\text{де: } W = \frac{b \times l^2}{6} = \frac{1.2 \times 1.5^2}{6} = 0.45 \text{ м}^3.$$

$$P_{\max} = 87,3 + \frac{37,7 + 21,2 \times 1,7}{0,45} = 251,17 \text{ кПа}$$

$$P_{\max} = 251,17 \text{ кПа} < 1,2 \times R = 1,2 \times 218,8 = 262,56 \text{ кПа} \quad - \text{ умова виконується.}$$

$$P_{\min} = 87,3 - \frac{37,7 + 21,2 \times 1,7}{0,45} = 76,6 \text{ кПа}$$

$$\frac{P_{\min}}{P_{\max}} = \frac{76,6}{251,17} = 0,30 \geq 0,2$$

Усі умови перевірок виконуються, отже, розміри фундаментів прийняті правильно.

3.5.3 Розрахунок осідання фундаменту на природній основі методом пошарового підсумовування

Осідання фундаменту, S , визначаємо за формулою:
$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i}$$

де: β - безрозмірний коефіцієнт, рівний 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення вертикальної нормальної напруги від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, яка проходить через центр підосви фундаменту;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, яка приймається не більше 0,4 ширини фундаменту;

n - число шарів, на яке розбита стислива товща основи;

$\sigma_{z\gamma, i}$ - середнє значення вертикальної напруги від власної ваги ґрунту, витягнутого з котловану, в i -му шарі ґрунту, яка проходить через центр підосви, на глибині z від підосви фундаменту.

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою траєкторії первинного навантаження.

Визначаємо вертикальну напругу від власної ваги ґрунту на рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d_n = 0,8 \cdot 14,5 + 0,9 \cdot 17,5 = 27,35 \text{ кПа}$$

Визначаємо товщину елементарного шару: $h_i = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ м}$.

Додаткова напруга на підшві фундаменту складає: $\sigma_{zp0} = 87,3 \text{ кПа}$.

Коефіцієнт (приймаємо по таблиці 4.10 МВ залежно від співвідношень $\xi = 2z/b$ і $\eta = \ell/b$: $\eta = \ell/b = 1,5/1,2 = 1,25$).

Розрахунки за визначенням осідання основи зручно виконувати в табличній формі. За отриманими результатами будуємо епюри σ_{zp} , σ_{zg} і $\sigma_{z\gamma}$.

Нижню межу стисливої товщі, визначаємо на глибині, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$, тому що нижче межі стисливої товщі розташовано ІГЕ-3, де модуль деформації дорівнює 4,5 МПа.

Таблиця 3.3. Результати визначення величини $\sigma_{z\gamma}$

z, м	$\xi = 2z/b$	$\acute{\alpha}_{\text{тр}}$	$\sigma_{z\gamma}$, кПа
0,0	0,0	1,000	27,35
2,2	0,73	0,898	24,56
6,7	2,23	0,592	16,19
12,6	4,20	0,293	8,01

$\xi = 2z/B_k$, где $B_{\text{тр}}$ - ширина траншеї ($B_{\text{тр}} = 6,0 \text{ м}$).

$$L_{\text{тр}}/B_{\text{тр}} = 101,0/6,0 = 16,83$$

Таблиця 3.4. Розрахунок осідання фундаменту

z, м	$\xi = 2z/b$	$\acute{\alpha}$	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{z\gamma}^*$, кПа	σ_{zpi} , кПа	$\sigma_{z\gamma i}$, кПа	$\sigma_{zpi} - \sigma_{z\gamma i}$, кПа	h_i , см	E, кПа	S_i , см
0,0	0	1,000	27,35	87,30	27,35	79,88	27,55	52,33	48	8000	0,25
0,48	0,8	0,830	35,75	72,46	26,74						
0,96	1,6	0,500	44,15	43,65	26,13	58,06	26,44	31,62	48	8000	0,15
						34,92	25,83	9,09			
1,44	2,4	0,300	52,55	26,19	25,52	21,43	25,22	-3,79	48	8000	0
1,92	3,2	0,191	77,75	16,67	24,91	14,06	24,55	-10,49	48	6542	0
2,40	4,0	0,131	85,75	11,44	24,19	9,87	23,75	-13,88	48	4500	0
2,88	4,8	0,095	93,19	8,29	23,30						

$$0,1\sigma_{zg} > \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i = 0,44 \text{ см}$$

Для стовпчастого фундаменту на глибині від подошви фундаменту, що дорівнює 2,6м виконується вище приведена умова $\sigma_{zp}=8,29\text{кПа}<0,1\sigma_{zg}=0,1\cdot 93,19=9,319\text{кПа}$. Отже - глибина стисливої товщі $H_c=2,6\text{м}$.

Сумарна величина осідання фундаменту, яка підраховується в межах стисливої товщі, дорівнює $S=0,44\text{см}$.

Порівнюємо отримане осідання з гранично-припустимою величиною:

$$S = 0,44\text{см} < S_u = 15,0\text{см}.$$

$S_{\text{max,u}} = 15\text{см}$ – максимальне значення осідання фундаменту [9].

Вимоги норм виконано. Прийняті розміри фундаментів забезпечать надійну експлуатацію споруди.

3.6 Розрахунок і проектування пальових фундаментів

Довжина паль визначається виходячи з таких умов:

а) її подошва має бути заглиблена в несучий шар, з модулем деформації що дорівнює $E \geq 10\text{МПа}$;

б) над дном котловану зберігається ділянка палі завдовжки 0,5м для подальшого сполучення її з ростверком.

Значення отриманої довжини палі округлюють у більшу сторону до цілого числа метрів. Залежно від довжини підбирається переріз палі. Висоту ростверку приймаємо 1,7м.

Заглиблюємо палі в ПГЕ-5 ($E_0=24,0\text{МПа}$) на 0,9м.

$$l=15,2-1,7+0,5=14,0\text{м}$$

Приймаємо забивну палю – С140.35-9. З урахуванням прийнятої довжини палі 14,0м її заглиблення в шар глини червоно-бурої складає 0,9м.

Для визначення несучої здатності, складається розрахункова схема, на якій викреслюються :

а) геологічний розріз з параметрами основи, необхідними для розрахунку, в масштабі 1:100;

б) ділянка котловану з відміткою глибини закладання подошви фундаменту;

в) подовжній розріз палі.

Несучу здатність палі, визначаємо за формулою:

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

де: $\gamma_c=1,0$; $\gamma_{cf}=1,0$ - коефіцієнти умов роботи палі, ґрунту під подошвою і по бічній поверхні (за таблицею ДБН [9]);

$\gamma_{cR}=1,1$ - за таблицею ДБН [9];

$R=5303 \text{кН/м}^2$ - розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі, приймається по таблиці ДБН [9], для піску дрібного;

$A=0,1225 \text{м}^2$ і $u=1,4 \text{м}$ - площа (м^2) і периметр (м) поперечного перерізу палі;

f_i - розрахунковий опір тертю ґрунту по бічній поверхні палі, приймається по таблиці ДБН [5], кН/м^2 ;

h_i - товщина умовного шару ґрунту, на які діляться ІГЕ, пройдені палею, приймаються $\leq 2 \text{м}$.

Визначаємо опір палі по бічній поверхні в табличній формі.

Розрахункове вертикальне навантаження на палею визначається за формулою:

$$N_{\text{св.}} = F_d / \gamma_k,$$

де: F_d – несуча здатність палі визначена розрахунком;

γ_k - коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,4.

Проектування пальових фундаментів на ґрунтах що просідають виконується з урахуванням повного замочування ґрунтів при показнику плинності, який визначається по формулі:

$$I_L = ((0,9 \cdot e \cdot \gamma_{\omega} / \gamma_s) - \omega_p) / (\omega_L - \omega_p)$$

$$I_{L2} = \frac{\frac{0,9 \cdot 0,77 \cdot 10}{26,8} - 0,20}{0,12} = 0,49;$$

$$I_{L3} = \frac{\frac{0,9 \cdot 0,96 \cdot 10}{26,6} - 0,20}{0,06} = 2,08$$

$$I_{L4} = \frac{\frac{0,9 \cdot 0,92 \cdot 10}{26,7} - 0,18}{0,11} = 1,18$$

Таблиця 3.5.

№ умовн. шару	z_i , м	I_L	f_i , кН/м ²	h_i , м	$f_i \cdot h_i$
1	2,2	0,49	17,91	1,0	17,91
2	3,3	0,49	20,72	1,2	24,86
3	4,9	2,08	5,45	2,0	10,9
4	6,65	2,08	6,0	1,5	9,0
5	7,9	2,08	6,0	1,0	6,0
6	9,3	1,18	6,0	1,8	10,8
7	11,2	0,09	66,68	2,0	133,36
8	12,75	0,09	68,85	1,1	75,74
9	13,8	0,09	70,32	1,0	70,32
10	14,75	0,26	59,11	0,9	53,20

 $\Sigma=412,09$

$$F_d=1 \cdot (1,1 \cdot 0,1225 \cdot 5303 + 1,4 \cdot 412,09) = 1291,5 \text{ кН}$$

$$N_{св.} = 1291,5 / 1,4 = 922,5 \text{ кН}$$

Кількість паль у палевому фундаменті:

$$n = 1,1 N / N_{св.}$$

де: N - розрахункове навантаження на фундамент від споруди;

1,1 – коефіцієнт, що враховує масу ростверку.

Для фундаменту під сталеву колону каркасу кількість паль дорівнює:

$$n = 1,1 \cdot 96 / 922,5 = 0,115.$$

Враховуючи дію вигинаючого моменту, приймаємо під колони - 2 палі.

$$N_{\max} = (1,1 \cdot N / n) + (M \cdot y_{\max} / \Sigma y_i^2) \leq N_{св.}$$

$$N_{\max} = \frac{1,1 \cdot 96}{2} + \frac{37,7 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 88,7 \text{ кН} < N_{св.} = 922,5 \text{ кН}$$

$$N_{\min} = \frac{1,1 \cdot 96}{2} - \frac{37,7 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 16,9 \text{ кН} > 0$$

3.6.1 Розрахунок осідання пального фундаменту

Визначимо осідання стовпчастих палих фундаментів з двох палів. Палі С80.35-9. Відстань між осями палів $3 \cdot d = 1,2 \text{ м}$.

Розрахунок фундаменту з висячих палів і його основи по деформаціях слідує, як правило, робити як для умовного фундаменту на природній основі.

Визначимо межі умовного фундаменту. Знизу він обмежений площиною АБ, що проходить через нижні кінці палів; згори - поверхнею землі ВГ; з боків - вертикальними площинами АВ і БГ, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальної палі на відстані $a = h \cdot \text{tg} \varphi_{\text{п, мт}}/4$, але не більше $2 \cdot d$.

Тут $\varphi_{\text{п, мт}}$ - середнє розрахункове значення кута внутрішнього тертя;

$$\varphi_{\text{п, мт}} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i}$$

де: φ_i - розрахункові значення кутів внутрішнього тертя для окремих пройдених палями шарів ґрунту завтовшки h_i .

$$\varphi_{\text{п, мт}} = (2,2 \cdot 11^\circ + 4,5 \cdot 15^\circ + 6,8 \cdot 20^\circ) / 13,5 = 16,9^\circ$$

$$\text{Тоді: } a = h \cdot \text{tg} \varphi_{\text{п, мт}} / 4 = 13,5 \cdot \text{tg} 16,9^\circ / 4 = 1,00 \text{ м}$$

Приймаємо $a = 1,00 \text{ м}$

Визначаємо розміри умовного фундаменту в плані:

$$B_y = 2 \cdot a + 1 \cdot d = 2 \cdot 1,00 + 1 \cdot 0,35 = 2,35 \text{ м}$$

$$L_y = 2 \cdot a + 4 \cdot d = 2 \cdot 1,00 + 4 \cdot 0,35 = 3,40 \text{ м}$$

$$L_y / B_y = 3,40 / 2,35 = 1,45$$

Визначаємо площу і вагу умовного фундаменту :

$$A_{\text{уф}} = L_y \cdot B_y = 3,40 \cdot 2,35 = 7,99 \text{ м}^2$$

$$G_{\text{уф}} = A_{\text{уф}} \cdot H_{\text{уф}} \cdot \gamma = 7,99 \cdot 20 \cdot 15,2 = 2426,96 \text{ кН}$$

Середній тиск під подошвою фундаментів :

$$P = (N + G_{\text{уф}}) / A_{\text{уф}}$$

$$P = \frac{96 + 2426,96}{7,99} = 399,7 \text{ кПа}$$

Розрахунок осідання фундаменту (при глибині котловану до 5,0 м) виконують методом пошарового підсумовування по формулі:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i}$$

Вертикальну напругу на відмітці підоскви умовного фундаменту приймають рівним середньому тиску: $\sigma_{zpo} = p$.

Підсумовування осідань елементарних шарів виконують в діапазоні від підоскви умовного фундаменту до глибини, де виконується умова: $k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp}$

де: σ_{zg} - напруга від власної ваги ґрунту від поверхні;

$\sigma_{zu, l}$ - напруга від власної ваги ґрунту від підоскви ростверку до підоскви умовного фундаменту, визначається так само як і σ_{zg} , але без урахування ваги ґрунту вище за підосзву ростверку.

k - коефіцієнт, визначуваний згідно з ДБН [9].

Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на відмітці підоскви шару i на рівні підоскви умовного фундаменту :

$$\sigma_{zq1} = 14,5 \cdot 0,8 = 11,6 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zq2} = 11,6 + 17,5 \cdot 3,1 = 65,85 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,3} = 65,85 + 4,5 \cdot 15,5 = 135,6 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zq4} = 135,6 + 1,8 \cdot 16,5 + 4,1 \cdot 11,28 = 211,55 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zq4}' = 211,55 + 4,1 \cdot 10,0 = 252,55 \text{кПа}$$

На рівні підоскви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zq0} = 252,55 + 21 \cdot 0,9 = 271,45 \text{кПа.}$$

Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту від підоскви ростверку до підоскви умовного фундаменту :

$$\sigma_{zu, 1,1} = 2,2 \cdot 17,5 = 38,5 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu, 1,2} = 38,5 + 4,5 \cdot 15,5 = 108,25 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu, 1,3} = 108,25 + 1,8 \cdot 16,5 + 4,1 \cdot 11,28 = 184,20 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu, 1,3}' = 184,20 + 4,1 \cdot 10,0 = 225,20 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu, 1,0} = 225,20 + 21 \cdot 0,9 = 244,10 \text{кПа.}$$

Нижче підоскви умовного фундаменту товща ґрунту розбивається на елементарні шари: $h_i = 0,4 \cdot 2,35 = 0,94 \text{м.}$

Додаткова напруга на підшві умовного фундаменту :

$$\sigma_{zp0.}=399,7\text{кПа}$$

Розрахунок додаткової напруги на межах елементарних шарів і осідань здійснимий в табличній формі.

Таблиця 3.6. Результати визначення величини σ_{zy}

z, м	$\xi=2z/b$	α_k	σ_{zy} , кПа
0,0	0,0	1,000	27,35
12,0	4,00	0,306	8,37

$\xi=2z/B_k$, где $B_{тр}$ - ширина траншеї ($B_{тр}=6,0\text{м}$).

$$L_{тр}/B_{тр}=101,0/6,0=16,83$$

$$\sigma_{zy,0}=0,8 \cdot 14,5+0,9 \cdot 17,5=27,35\text{кПа}$$

Таблиця 3.7. Розрахунок осідання пального фундаменту

№	ξ	Z_i , м	α	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zu,l}$, кПа	σ_{zp} , кПа	σ_{zy} , кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{z\gamma i}$, кПа	$\sigma_{z\gamma i}-\sigma_{z\gamma i}$, кПа	h_i , см	E_i , кПа	S_i , см	
0	0	0	1,000	271,45	244,10	399,7	27,35	369,7	26,61	343,1	94	24000	1,08	
1	0,8	0,94	0,850	291,19	244,10	339,7	25,86		277,4	25,12	252,3		94	0,79
2	1,6	1,88	0,538	310,93	244,10	215,0	24,38		173,7	23,64	150,1		94	0,47
3	2,4	2,82	0,331	330,67	244,10	132,3	22,89		109,1	22,15	87,0		94	0,27
4	3,2	3,76	0,215	350,41	244,10	85,9	21,40		72,8	20,66	52,14		94	0,16
5	4,0	4,70	0,149	370,15	244,10	59,6	19,92		51,4	19,18	32,2		94	0,10
6	4,8	5,64	0,108	389,89	244,10	43,2	18,43		37,8	17,69	20,1		94	0,06
7	5,6	6,58	0,081	409,63	244,10	32,4	16,94							

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i=2,93\text{см}$$

Порівнюємо отримане осідання з гранично-припустимою величиною:

$$S = 2,93\text{см} < S_u = 15,0\text{см}.$$

Вимоги норм виконано. Прийняті розміри фундаментів забезпечать надійну експлуатацію споруди.

3.7 Техніко-економічне обґрунтування прийнятих варіантів улаштування фундаментів

Для остаточного вибору проектного вирішення основ і фундаментів розглянемо запроєктовані фундаменти з точки зору їх техніко-економічної доцільності.

Техніко-економічне порівняння проектних варіантів проводимо за укрупненими одиничними розцінками на земляні роботи і влаштування фундаментів. Обчислення ведемо в табличній формі.

Таблиця 3.8. Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Вартість за од. вим., грн.	Кіл-сть	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6
I варіант фундаментів					
А. Земляні роботи					
1	Розробка ґрунту	м ³	10.00	484.7	4847
2	Доопрацювання ґрунту уручну	м ³	60.00	4.8	288
3	Зворотна засипка з пошаровим ущільненням	м ³	13.00	439.06	5708
Б. Влаштування фундаментів					
1	Влаштування бетонної підготовки під фундаменти	м ³	1100.00	7.62	8382
2	Влаштування монолітних з/б фундаментів	м ³	1150.00	38.02	43723
Разом:					62948
II варіант фундаментів					
А. Земляні роботи					
1	Розробка ґрунту	м ³	10.00	460.8	4608
2	Зворотна засипка з пошаровим ущільненням	м ³	13.00	418.93	5446
Б. Влаштування фундаментів					
1	Палі залізобетонні	шт.	2500.00	64	160000
2	Занурення з/б паль	м ³	70.00	170.72	11950

3	Влаштування бетонної підготовки під ростверк	м ³	1100.00	6.99	7689
4	Влаштування ростверку	м ³	1150.00	34.88	40112
				Разом:	229805

Висновок: При розгляді техніко-економічних показників проєктованих варіантів фундаментів, очевидно, що найбільш вигідним за вартістю і матеріаломісткістю є I варіант – фундамент неглибокого закладання. Цей варіант і буде використовуватись при будівництві будівлі що проєктується.

4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Дипломник: Даскевич Д. Ю.

Консультант: доц. Дмитрієва Н.В.

4.1 Технічна характеристика проектуємої споруди

Будівля складу вантажів морпорту одноповерхова, однопролітна, прямокутної форми в плані розміром 96×24 м в осях. Висота до низу сталевих кроквяних ферм покриття 7.5 м. Висота будівлі в коньку 11.35 м.

Конструктивно будівля вирішена в сталевому каркасі з поперечними рамами прольотом 24 м.

Крок поперечних рам каркасу споруди 6 м.

Огороджувальні конструкції стін і кровлі запроектовані із сталевих профільованих листів.

За відносну відмітку 0.000 прийнятий рівень чистої підлоги складу, що відповідає абсолютній відмітці 19.85 по будплану.

Місткість складу складе не менше 20 тис. тонн сталі в пачках і рулонах.

У стінах будівлі запроектовано п'ять воріт для в'їзду автомобільного транспорту. Ворота двостворчаті, відкотні на підвісних створках.

Природна освітленість складської будівлі забезпечується віконними отворами розміром 4.8×1.2 м розташованими по подовжніх сторонах будівлі. Для забезпечення евакуації запроектовано два дверні отвори розміром 1×2.4 м. Віконні і дверні блоки запроектовані з алюмінієвих профілів.

4.2 Опис основних будівельних процесів

4.2.1 Підготовчі роботи

До внутрішньомайданчикових підготовчих робіт відносяться:

- проектно-дослідницькі роботи;
- створення геодезичної розбивочної основи для будівництва;
- розчищення території будівництва;
- планування майданчика будівництва, забезпечення стоків води;
- улаштування тимчасових доріг, мереж водо-, тепло- і електропостачання, телефонного зв'язку, прокладка нових інженерних комунікацій;

- встановлювання тимчасових інвентарних приміщень для обігріву робітників, прийому їжі, сушки, зберігання робочого одягу.

4.2.2 Земляні роботи

Роботи по розробці котловану і траншей, відсипанню, плануванню і ущільненню щебеня, піску і ґрунту повинні виконуватися в строгій відповідності з вимогами [] ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів».

Основні об'єми робіт по розробці, відсипанню, плануванню і ущільненню масивів виконуються механізованим способом. У обмежених місцях і місцях розташування підземних комунікацій роботи виконуються уручну.

При розробці котловану і траншей, без кріплення укосів, закладання укосів приймати за [11] ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів».

Для відведення поверхневих вод, на період виконання робіт, виконуються водовідвідні канали завглибшки 0.6 м і шириною по дну 0.6 м з крутістю укосів 1:1.5, і подовжнім ухилом 0.003, що розташовуються з нагірного боку траншей і котловану.

За допомогою бульдозерів типа ДЗ-17 розробляється котлован до відмітки -0.700, з підгортанням у відвали, із завантаженням зайвого ґрунту за допомогою екскаватора типа ЕО-311 в автосамоскиди і вивозом на відстань до 4 км. Доопрацювання котловану до відмітки -1.100 під окремо-стоячі фундаменти будівлі виконується за допомогою екскаватора ЕО-2621. Розміщується екскаватор уздовж осі фундаментів або з незначним зміщенням.

Планування ґрунту, піску і щебеня виконується за допомогою бульдозера типа ДЗ-42.

Ущільнення ґрунту, піску і щебеня основи під підлоги виконується за допомогою причіпних катків типа ДУ-30 при 6...8 проходах по кожному сліду.

Пошарове ущільнення ґрунту при зворотних засипках пазух котловану і траншей виконується за допомогою самохідного катка типа ДУ-18, а також пневмотрамбовок.

4.2.3 Улаштування основи і фундаментів

До виконання улаштування монолітних залізобетонних фундаментів приступають після закінчення всіх видів робіт після уривки траншей. Поверхню ґрунту в зоні майбутнього фундаменту ретельно вирівнюють і роблять бетонну підготовку. Бетонна суміш подається до місця бетонування баддями за допомогою крану. Після установки арматури бетонування фундаментів ведуть горизонтальними шарами завтовшки 0.3 м з ущільненням вібраторами. Зняття опалубки виконують після того, як бетон набере необхідну міцність. Улаштування основи і фундаментів виробляти відповідно до вимог [11] ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів». Правильність установки фундаменту перевіряють геодезичними приладами.

Із зовнішнього боку фундаменту владнують обклеєчну гідроізоляцію (гідроізол на гарячій бітумній мастиці). Після закінчення монтажу фундаментів і прокладки підземних комунікацій виробляють зворотню засипку ґрунту до верху фундаментного блоку. Засипку ведуть горизонтальними шарами, з ретельним ущільненням ґрунту трамбуванням. Довкола будівлі встановлюють відмостку з ухилом в протилежну сторону від стін споруди.

4.2.4 Монтажні роботи

Згідно вимог [12] ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції" і [17] ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» монтаж збірних конструкцій передбачено вести потоковим методом при комплексній механізації транспортних, навантажувально-розвантажувальних і монтажних робіт з використанням ефективного монтажного устаткування, раціонального технологічного оснащення та інструменту.

Монтаж починається після технологічної підготовки об'єкту до монтажу і після завершення на частині об'єкту (ділянки) всього комплексу робіт по зведенню підземної частини будівлі.

Рішення по вибору методів монтажу приймається на основі обліку чинників взаємного впливу всіх структурних елементів організаційно-технологічних вирішень комплексного процесу монтажу. Організаційні рішення є комплексом заходів направлених на впорядкування і систематизацію виконання технологічних і транспортних операцій на будівельному майданчику, вони забезпечують розбиття будівлі на монтажні ділянки, вибір рішення по послідовності і черговості установки конструкції в проектне положення, подача елементів в монтажну зону.

Відповідно до характеристик проектованої будівлі, з її довжиною (96 м), невеликою висотою (11.35 м), прольотом (24 м), відносно невеликою масою монтуємих елементів, вибираємо відповідні крани і механізми для транспортування елементів на будівельний майданчик.

Монтаж конструкцій ведемо як з “коліс”, так і з приоб'єктних складів. Панель сталевого профільованого настилу доставляється на об'єкт панельовозом в спеціальних кондукторах, що закріплюють її по контуру, а монтується за монтажні петлі.

Комплексний процес монтажу збірних конструкцій включає наступні основні процеси і операції: строповку, підйом, подачу, орієнтування і установку, тимчасове кріплення і вивіряння, проектне закріплення. Стropовка конструкцій будівлі здійснюється за допомогою вантажозахватних пристроїв і строповочних пристосувань.

Стropовку конструкцій, що мають монтажні петлі (плити профнастіла, стінні панелі) здійснюються за допомогою крyків і стропів через траверси.

Стropовку колон здійснюють через строповочні отвори в колоні.

Балочні конструкції стропуються в обхват з пружинними замками, що дозволяють здійснювати дистанційну розстроповку конструкцій.

Після установки в проектне положення нестійких елементів (колони, ферми) їх тимчасово закріплюють для забезпечення їх стійкості, після чого виробляють остаточне їх улаштування.

При проектуванні збірних будівель і споруд поряд з іншими показниками ефективності необхідно враховувати показник монтажної технологічності.

Висока міра монтажної технологічності може бути досягнута шляхом раціонального укрупнення конструкцій, підвищення заводської готовності і точності виготовлення конструкцій, вживання стикових з'єднань, що самофіксуються і так далі.

У даній будівлі холодна кровля, споруда неопалювальна. Покриття із сталевого профнастилу встановлюють по прогонах. Прогони встановлюють на верхній пояс кроквяних ферм в їх вузлах. В якості прогонів застосовують прокатні сталеві балки з швелерів.

Профільований настил виготовляють з оцинкованої рулонної сталі товщиною $t = 0.8; 0.9; 1$ мм; висота профілю $h = 40, 60$ і 80 мм; ширина $B = 680, 711$ і 782 мм; довжина до 12 м.

Профільовані листи укладають по прогонах, розташованих через 3 м. Листи закріплюють до прогонів самонарізними гвинтами. Між собою листи настилу з'єднуються комбінованими заклепками, що дозволяє вести клепку з одного боку листів. Маса профільованих листів $9...16$ кг/м².

4.2.4.1 Монтаж збірного металевого каркасу

Конструкції монтуються комбінованим методом. Колони – диференційованим, а ферми і елементи покриття – комплексним. Диференційований метод передбачає послідовну установку всіх конструкцій в межах ділянки монтажу і лише після цього установку конструкцій іншого типу. При комплексному рішенні швидше відкривається фронт для подальших робіт, скорочується кількість одиниць оснастки і терміни будівництва.

Монтаж колон

До початку монтажу колон мають бути виконані наступні роботи:

- змонтовані фундаменти під колони;
- виконана зворотня засипка і планування ґрунту довкола будівлі;
- доставлені в зону монтажу необхідні монтажні пристосування, інструмент і інвентар;
- завезені і вивантажені колони;
- укомплектовані бригади монтажників.

Перед монтажем колон необхідно очистити від бруду і напливів металу їх оголовки, після чого виробити строповку колони. Монтаж колон виконують безвивірковим методом. Краном виконують підйом колони, переносять її і плавно опускають на фундаменти, де вже встановлена і закріплена опорна плита бази колони, зіставляючи риски на фундаменті і опорній плиті з рисками на бічних поверхнях колони, після цього закріплюють колону анкерними болтами, замоноліченими у фундаменті. Після цього виконують розстроповку колони і замонолічують бетоном проміжок між поверхнею фундаменту і опорною плитою колони.

Монтаж стінових панелей.

Монтаж починають з установки цокольних панелей, правильність положення яких контролюють геодезичними інструментами. Положення наступних панелей перевіряють відвісом і рівнем. Після вивіряння положення панелей із сталевих профільованих листів їх закріплюють до стінових ригелів за допомогою самонарізних гвинтів.

4.2.5 Кровля

До улаштування кровлі мають бути закінчені всі види будівельно-монтажних робіт.

Кровля холодна, складається з листів сталевих профільованих настилу, укладених по прогонах.

Крівля має бути міцна, жорстка і рівна по всій довжині площі і мати передбачений проектом ухил до водостоків.

4.2.6 Обробні роботи

Підлога.

До початку робіт по влаштуванню підлоги на об'єкті мають бути закінчені всі загальнобудівельні, сантехнічні і електротехнічні роботи.

Підлога на ґрунті.

Основу (ґрунт) ущільнюють шаром щебеня або гравію розміром 40...60 мм шляхом втрамбування його в ґрунт катками. Бетонний армований підстилаючий шар виконують з бетону класу С16/20.

Улаштування чистої підлоги

Бетонні і цементно-піщані покриття владнують по бетонному підстилаючому шару. Бетонні покриття укладають смугами шириною до 2-х м, послідовно бетонуючи смуги через одну, а потім заповнюючи проміжки. Ущільнюють суміш поверхневими вібраторами.

Установка віконних і дверних блоків

Віконні і дверні блоки металопластикові встановлюють в проектне положення і тимчасово закріплюють при наступних виверочних операціях:

- центрування блоку;
- вивіряння глибини установки блоку по зовнішній поверхні стіни, вертикальності блоку;
- установка низу блоку горизонтально по рівню.

Віконні рами і дверні отвори навішують зі встановленими на заводі напівшарнірами, приладами і замками.

Малярні роботи

Перед виробництвом малярних робіт пройоми в будівлі мають бути засклені; на обштукатурених поверхнях не повинно бути тріщин і щілин. Підготовчі операції:

- очищення поверхні від пилу, бруду, іржі;
- згладжування поверхні;
- розширення тріщин;

- ґрунтовка поверхонь;
- часткове підмазування;
- суцільне шпаклюваніє за допомогою пневматичних установок низького тиску;
- шліфування пемзою або шкіркою;
- під масляні склади виконують повторну ґрунтовку

До фарбування поверхонь приступають після закінчення всіх операцій по їх підготовці до фарбування. Вапняна фарба виконується на злегка вологих поверхнях у два шари.

Клейове забарвлення наноситься в 2 прийоми. Водоемульсивне забарвлення наноситься в 2 прийоми, другий шар – після повного висихання першого. При нанесенні всіх перерахованих складів використовується електрокраскопульт. Важкодоступні місця і дрібні роботи фарбуються уручну пензлем або валиком.

4.3 Технологічна карта на монтаж сталевих колон

4.3.1 Область застосування

Розробляема технологічна карта застосовується при проектуванні, організації і виробництві робіт по монтажу сталевих колон каркасних будівель заввишки до 15 м безвивірковим методом за допомогою монтажного крану.

До початку монтажу колон мають бути виконані наступні підготовчі роботи :

- зведені фундаменти під колони і перевірена правильність їх положення;
- складена схема монтажу колон;
- завезені і розкладені сталеві фундаментні плити і колони за монтажною схемою;
- проведені тимчасові автодороги;
- безпосередньо у прольоті позначені дороги руху і робочі стоянки монтажного крану;
- доставлені до місця монтажу необхідні монтажні пристосування, інвентар, інструменти, пристосування і монтажний кран;

- нанесені риси планувальних осей на фундаментах і колонах;
- для колон підготовлені монтажні пристосуваннями (сходи, площадки).

Монтаж сталевих колон виконється безвивірковим методом.

Процес монтажу сталевих колон складається з наступних послідовних операцій:

- підйом колони у вертикальне положення
- наводка її на анкерні болти монолітного стовпчастого залізобетонного фундаменту
- приєднання стержня колони до сталевій опорній плити, закріпленої на фундаменті, зварювальним швом і закріплення колони за допомогою анкерних болтів.

Проектне положення на висоті перевіряється нівеліром, по горизонту металевою лінійкою з рівнем.

Монтаж колон виконується монтажним краном МКА – 16 за допомогою фрикційного захвату. До початку монтажу колон мають бути виконані наступні роботи: вироблена інструментальна перевірка фактичних розмірів колон (вибірково); нанесені риси планувальних осей по фундаментах (по верху) і по бічним граням колон; вироблена перевірка накладних деталей на колонах (траверс, ребер жорсткості); колони мають бути розкладені в радіусі дії монтажного крану в положенні «на ребро».

Установку колон на опорну плиту на фундаменті виконують по рисках, нанесених на колони і опорні плити на фундаментах, з одночасним вивірянням вертикальності по планувальних осях теодолітом. Тимчасове закріплення колон виконують за допомогою кондукторів. Після тимчасового закріплення колон захват знімають. Електрозварювання торців колон з опорними плитами на фундаментах виконують після остаточного вивіряння і тимчасового закріплення колон в проектному положенні. Після закінчення установки колон складається виконавча схема, в якій вказується фактичне положення колон в плані і відмітка верху колон.

4.3.2 Вибір монтажних кранів

Крани для монтажу збірних конструкцій будівлі підбираються за наступними характеристиками:

- 1) необхідній вантажопідйомності – $Q_{кр}^{необх}$, *т*;
- 2) необхідній висоті підйому крюка – $H_{кр}^{необх}$, *м*;
- 3) необхідному вильоту крюка крану – $L_{кр}^{необх}$, *м*.

$$Q_{кр}^{необх} = P_{ел} + g_m,$$

де: $P_{ел}$ – максимальна вага розглядаємого елемента;

g_m – вага вантажозахватних пристосувань.

$$H_{кр}^{необх} = h_0 + h_{ел} + h_{без} + h_m,$$

де: h_0 – перевищення опори монтуємого елемента над рівнем стоянки крану, *м*;

$h_{ел}$ – висота (довжина) монтуємого елемента в підвішеному положенні, *м*;

$h_{без}$ – величина безпечного зазору між монтуємою і раніше встановленою конструкцією (0.5...0.7 *м*);

h_m – монтажна висота вантажопідйомного пристосування, *м*.

Таблиця 4.1 Вантажозахватні (монтажні) пристосування

№ п/п	Найменування монтуємих елементів	Вага елемента, <i>т</i>	Найменування вантажозахватного пристосування	Характеристики вантажозахватного пристосування		
				вантажопід см., <i>т</i>	g_m , <i>т</i>	h_m , <i>м</i>
1	Колони	2.1	Траверса уніфіцир. ЦНПОМТП, РУ-455	6	0.08	1.0
2	Ферми	1.8	Траверса 1950-53	5	0.4	3.5
3	Монтуємий модуль укрупнення	0.6	Траверса 1950-53	5	0.4	3.5
4	Стінові панелі	0.7	Строп двогілковий 2СТ-10/400	6	0.09	3.5
5	Ворота в'їзні	1.9	Строп двогілковий 2СТ-10/400	6	0.09	3.5

Таблиця 4.2 Результати заходження $Q_M^{необх}$ и $H_{кр}^{необх}$

№ п/п	Наименование монтируемых элементов	$Q_{ел}, m$	g_m, m	$Q_M^{необх}, m$	h_0, m	$h_{без}, m$	$h_{ел}, m$	h_m, m	$H_{кр}^{необх}, m$
1	Колона	1.2	0.08	2.3	0	0.5	9.35	1.0	10.85
2	Ферма	1.8	0.4	2.2	7.5	0.5	3.0	3.5	14.5
3	Листы профнастилу покрытия	0.6	0.4	1.0	10.5	0.5	0.27	3.5	14.77
4	Стінова панель	0.7	0.09	0.8	0...9.3	0.5	1.2	3.5	14.5
5	Ворота в'їзні	1.9	0.09	2.0	0.05	0.5	4.5	3.5	8.55

Для монтажу розглянутих елементів підбираємо один кран, оскільки монтажні параметри цих елементів мають близькі значення. За знайденими характеристиками підбираємо кран МКА – 16 розташований на шасі автомобіля КРрАЗ – 257К.

Таблиця 4.3 Характеристики крану МКА – 16

Кран МКА – 16	
Мінімальний виліт стріли	5,5 м
Максимальний виліт стріли	16 м
Вантажопідйомність при мінімальному вильоті стріли	9 т
Вантажопідйомність при максимальному вильоті стріли	1,6 т
Висота підйому при мінімальному вильоті	18 м
Висота підйому при максимальному вильоті	13 м
Довжина стріли	18 м

Таблиця 4.4 Відомість монтажних пристосувань

№ п/п	Найменування монтажного елементу	Вага, т	Найменування пристосувань	Характеристики		
				в/п т	монт. вага, т	макс. вага
1	Фундаментна балка	1,25	Траверса с п/а стропами	6	0,39	3,5
2	Колона	1,2	Фрикційний захват	1,5	0,04	2,0
3	Ферма 24 м	1,8	Траверса	6	0,39	2,3

4.3.3 Вимоги до якості і приймання робіт

Відповідальність за підготовку до монтажу покладається на майстра. Йому необхідно перевірити відповідність отриманих конструкцій паспортним проектним даним за допомогою контрольних вимірів і відповідних сертифікатів. Також необхідно перевірити надійність строповочних механізмів і пристосувань за

допомогою контрольних випробувань. Виконати візуальний контроль наявності рисок вісей центру ваги, місць строповки.

На період монтажу відповідальність покладається на виконроба. У цей період необхідно виконувати контроль вертикальності колон за допомогою теодоліту, відхилення від проектних розмірів. Також піддаються перевірці зварні шви – візуально і випробуваннями.

4.3.6 Матеріально-технічні ресурси

Необхідні матеріально-технічні ресурси для виконуваних робіт представлені в табличній формі (таблиця 4.5).

Таблиця 4.5 Машини, механізми, пристосування та інвентар

№ п/п	Найменування	Од. виміру	Кіл-ть	Примітка
1	Гусеничний кран	шт	1	МКГ-25БР
2	Кондуктор	шт	13	
3	Зварювальний трансформатор	шт	1	ЗТН – 500
4	Фрикційний захват	шт	1	
5	Пристосування для розвороту колон	шт	2	Q до 3 т
6	Сходи з монтажною вишкою	шт	1	
7	Кувалда 4 кг, гостроноса	шт	1	h= 10м
8	Зубило слюсарне	шт	2	
9	Відвіси	шт	2	Q = 1000 гр
10	Відвіс-рейка	шт	2	
11	Рулетка вимірювальна	шт	2	РС - 20
12	Метр сталевий, складальний	шт	1	
13	Щітка сталева	шт	1	
14	Монтажні пояса	шт	6	
15	Нівелір	шт	1	
16	Теодоліт	шт	1	

4.3.7 Вимоги по техніці безпеки і охороні праці

При виконанні будівельно-монтажних робіт необхідно дотримувати вимоги [16] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення».

Особи, що допускаються до участі у виробничих процесах, повинні мати професійну підготовку, у тому числі по безпеці праці, у відповідності з характером робіт.

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб. При зведенні будівель і споруд забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці, ділянці), на поверхах (ярусах), над якими виконуються переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або устаткування.

Способи строповки елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного. Забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних петель або міток, що забезпечують їх правильну строповку і монтаж.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, слід виробляти до їх підйому. Елементи монтуємих конструкцій або устаткування повинні стримуватися під час переміщення від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій і устаткування під час їх підйому і переміщення. Під час перерв в роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій мають бути закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність.

Розстроповку елементів конструкцій і устаткування, встановлених в проектне положення, слід виконувати після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Переміщати встановлені елементи конструкцій або устаткування після їх розстроповки, за винятком випадків, обґрунтованих у проекті виконання робіт, не допускається.

Не допускається знаходження людей під монтуємими елементами конструкцій і устаткування до установки їх в проектне положення і закріплення.

До монтажних робіт на висоті допускаються монтажники, які пройшли один раз на рік спеціальний медичний огляд. При роботі на висоті монтажники оснащуються запобіжними поясами. Під місцями виробництва монтажних робіт рух транспорту і людей забороняється. На всій території монтажного майданчика мають бути встановлені покажчики робочих проходів і проїздів і визначені зони, небезпечні для проходу і проїзду.

При роботі в нічний час монтажний майданчик освітлюється прожекторами. До початку робіт має бути перевірена справність монтажного і підйимального устаткування, а також захватних пристосувань. Вантажопідйомні механізми перед пуском їх в експлуатацію випробовують відповідальними особами технічного персоналу будівництва із складанням акту відповідно до правил інспекції технагляду.

Такелажні і монтажні пристосування для підйому вантажів належить випробовувати вантажем, що перевищує на 10% розрахунковий, і забезпечувати бірками з вказівкою їх вантажопідйомності. Всі захватні пристосування систематично перевіряють в процесі їх використання із записом в журналі.

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт вирішується після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром надійності несучих конструкцій покриття і обгороджувань.

Для проходу робітників, що виконують роботи на даху з ухилом більш 20°, а також на даху з покриттям, не розрахованим на навантаження від ваги працюючих, влаштовують трапи шириною не менше 0,3 м з поперечними планками для упору ніг. Трапи на час роботи закріплені.

Матеріали розміщувати на даху лише в місцях, призначених проектом виробництва робіт, з вживанням заходів проти їх падіння, у тому числі від дії вітру.

Під час перерв в роботі технологічні пристосування, інструмент і матеріали закріплюють або прибирають з даху. Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15 м/с і більш.

Елементи і деталі покриття, у тому числі компенсатори в швах, захисні фартухи, ланки водостічних труб, сливи, звіси і тому подібне подають на робочі місця в заготовленому вигляді. Заготівка вказаних елементів і деталей безпосередньо на даху не допускається.

4.3.8 Техніко-економічні показники

Тривалість робіт – 5 днів

Сумарна трудомісткість – 17.95 чол.-дн.; 4.41 маш-зм.

Витрати праці на монтаж 1 *m* конструкцій – 0.45 чол.-дн.

Витрати машинного часу на монтаж 1 *m* конструкцій – 0.11 маш.-ч.

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Дипломник: Даскевич Д. Ю.

Консультант: доц. Файзуліна О.А.

5.1 Загальні дані

Проект організації будівництва розроблений на підставі креслень розробляє мого дипломного проекту і передбачає будівництво будівлі складу для зберігання продукції металургійних підприємств – металопрокату.

Будівельно-монтажні роботи виконуються силами монтажних і спеціалізованих організацій.

Проект організації будівництва розроблений відповідно до [17] ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва», [18] ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів», [16] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення».

5.2 Характеристика умов будівництва

Будівництво будівлі складу із зовнішніми мережами, автопід'їздами і благоустроєм території здійснюється на території Миколаївського морпорту.

Площадка будівництва представляє собою рівну площу із спокійним ухилом.

На території будівництва розташовані існуючі інженерні комунікації. До майданчика будівництва прилягають існуючі автомобільні і залізні дороги.

Згідно інженерно-геологічних досліджень ґрунти майданчика будівництва представлені світло-сірими і зеленувато-сірими твердими глинами з прошарками і включеннями карбонатів.

Забезпечення будівництва електроенергією і водою здійснюється від існуючих мереж, стислим повітрям від пересувного компресора, киснем – з привезених балонів.

Подача будівельних конструкцій і матеріалів на майданчик будівництва здійснюється автомобільним і залізничним транспортом.

Зайвий ґрунт і будівельне сміття відвозиться автосамоскидами у відвали на відстань до 4 км.

5.3 Відомість об'ємів робіт

Таблиця 5.1 Відомість об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Формула підрахунку об'ємів робіт	Об'єм робіт
1.	2.	3.	4.	5.
1.	Підготовчі роботи		$338,619 \cdot 0,03$	10,16
2.	Роботи по плануванню території: а) зрізка рослинного шару б) попереднє планування території в) остаточне планування території		$(96+10)(24+10)/1000$	3,6 -/- -/-
3.	Відривка котловану	100 м ²		23,8
4.	Доопрацювання ґрунту уручну	м ³	$2602,3 \cdot 0,01$	26
5.	Улаштування підготовки з бетону t=100мм	м ³	$(1,5+0,2) \cdot (1,2+0,2) \cdot 28 \cdot 0,1$	6,7
6.	Улаштування монолітних фундаментів: а) улаштування опалубки б) укладання арматури в) бетонування г) розбірка опалубки	м ² т м ³ м ²	$1,872 \cdot 28$ $0,5 \cdot 28$ $0,56 \cdot 28$ $1872 \cdot 28$	52,4 14 15,7 52,4
7.	Улаштування щебенево-пісочної основи під плити підлоги	м ³		210,8
8.	Монтаж збірних з/б плит підлоги	шт		350
9.	Улаштування монолітних ділянок підлоги	м ³		12,4
10.	Монтаж фундаментних балок	шт		30
11.	Улаштування монолітних балок	м ³		6,3
12.	Сантехнічні вводи		$0,1 \cdot \text{СМР} \cdot 0,3$	10,16
13.	Електротехнічні вводи		$0,09 \cdot \text{СМР} \cdot 0,3$	9,14
14.	Зворотна засипка пазух котловану	100м ³		4,8

1.	2.	3.	4.	5.
15.	Монтаж сталевих колон, вертикальних зв'язків і монтаж воріт	шт шт шт	Див. робочі креслення	40 9 5
16.	Монтаж кроквяних ферм Прогонів Елементів покриття	шт шт шт	Див. робочі креслення	16 24 150
17.	Монтаж огороджувальних конструкцій	шт		198
18.	Улаштування віконних і дверних проїомів	шт шт		8 2
19.	Улаштування сталевого профнастилу, зовнішнього водовідводу	м ² шт		2649 2
20.	Внутрішні сантехроботи			1,827
21.	Електромонтажні роботи			13,416
22.	Улаштування відмостки: а) відривка корита, б) щебенева підготовка 150 мм в) відмостка 50 мм	м ³ 100 м ² 100 м ²	1,3*240*0,2 1,3*240	62,4 3,12 3,12
23.	Невраховані роботи			33,86
24.	Благоустрій			3,39
25.	Здача в експлуатацію			1,69

5.4 Черговість і терміни будівництва

Будівельно-монтажні роботи по будівництву будівлі складу пропонується починати з геодезичних робіт на будівельному майданчику.

Одночасно з геодезичними роботами на майданчику будівництва влаштовуються площадки складування і укрупнювальної збірки матеріалів і конструкцій, прокладаються

тимчасові мережі водопроводу і електропостачання, а також на території будівельного майданчика встановлюються тимчасові будівлі і споруди.

Роботи по зведенню будівлі складу виконуються в наступній послідовності:

- розробляється загальний котлован під фундаменти будівлі і під основу бетонної підлоги;
- споруджуються фундаменти будівлі;
- після відсипання, з подальшим ущільненням основи влаштовується підстилаючий шар і бетонується підлога;
- монтуються фундаментні балки і виконується зворотна засипка пазух котловану;
- монтуються укрупнювальними марками сталеві конструкції каркаса будівлі, збірні залізобетонні цокольні панелі і металоконструкції стінового обгороджування, кровлі;
- виконуються роботи по улаштуванню вентиляції, прокладці електричних мереж, заповненню проїомів і обробні роботи;
- з наружі будівлі прокладаються зовнішні мережі електропостачання, споруджуються автопід'їзди і площадки із збірних залізобетонних плит, упорядковується територія.

5.5 Календарний план будівництва об'єкту

5.5.1 Обґрунтування прийнятого календарного плану

На будівництво складу (однопрольотна будівля з розмірами в плані 24×96 м) розробляється календарний план у вигляді лінійного графіка з ресурсними графіками. Календарний план приймається лінійної форми і супроводжується графіками потреби у робочих кадрах, механізмах і основних матеріальних ресурсах. Календарний графік виробництва робіт по об'єкту у вигляді лінійного графіку призначений для визначення послідовності робіт, термінів виконання загальнобудівельних, спеціальних і монтажних робіт, здійснюваних при зведенні об'єкту.

По календарному плану розраховують в часі потребу в трудових і матеріально-технічних ресурсах, а також терміни постачань всіх видів устаткування.

Ці розрахунки можна виконувати як по об'єкту в цілому, так і по окремих періодах будівництва.

Організація будівельного виробництва повинна забезпечити напрям всіх організаційних рішень на досягнення кінцевого результату введення об'єкту в дію з необхідною якістю і у встановлені терміни.

Основне завдання календарного планування визначається таким розкладом виконання робіт, який задовольняє всім організаціям, відображує в моделях будівництва об'єкту, взаємозв'язках терміну і інтенсивності ведення робіт, а також раціонального використання будівельного господарства.

З метою максимальної інтенсивності і ефективності використання об'єктів будівельного господарства з врахуванням забезпечення вимог охорони праці, розробляються будівельний генеральний план, на якому відображується будівельна ситуація на заданій стадії виробництва будівельно-монтажних робіт. Вся документація розробляється у відповідності з основним положенням [17] ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва».

На будівництво проектуємої будівлі розроблений календарний план у вигляді лінійного графіка на підставі відомості трудомісткості будівельно-монтажних робіт підрахованих з використанням будівельних норм.

Календарний план розроблений з використанням послідовного методу виробництва будівельно-монтажних робіт з дотриманням вимог виконання робіт, будівельних норм ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва» [17].

На лінійному графіку в одну захватку виробляються наступні види робіт: земляні роботи, улаштування фундаментів, улаштування стінового обгороджування, всі інші монтажні роботи; поза потоком виконуються підготовчі роботи і роботи по благоустрою території.

Відповідно до календарного плану розрахунковий термін будівництва містить 4 місяці.

5.5.2 Визначення потреби у робочих кадрах

За єдиними нормами і розцінками на будівельні, монтажні і обробні роботи

визначається кількісний і кваліфікаційний склад бригади по кожному процесу. Відповідно до об'єму робіт уточнюємо кількісний склад бригади (див. калькуляцію трудових витрат).

Графік потреби в робочих кадрах показаний на кресленнях.

5.6 Будівельний генеральний план

5.6.1 Загальні положення по проектуванню будгенплану

Будівельний генеральний план – це план розміщення на будівельному майданчику об'єктів будівництва і обслуговуючих будівництво машин, механізмів, тимчасових будівель, споруд, пристроїв, доріг і підземних комунікацій. На будгенплані окремого об'єкту у складі проекту виробництва робіт вказуються тимчасові виробничі і адміністративно-господарські будівлі і споруди, закриті і відкриті склади матеріалів і деталей, дороги, інженерні мережі і інші споруди і пристрої, пов'язані із зведенням об'єкту.

Територія будмайданчика знаходиться в промисловій зоні морпорта. Майданчик вільний під забудову, будівель або споруд, що ускладнюють процес будівництва, немає, тому спеціальних заходів і обмежень при виробництві робіт не передбачається.

В'їзд на будівельний майданчик здійснюється з боку існуючої постійної автодороги.

Для організації тимчасових автодоріг прийнята кільцева схема руху транспортних засобів по будівельному майданчику.

5.6.2 Обґрунтування будгенплану

Для зведення конструкцій будівлі складу запроєктований об'єктний будівельний генеральний план з врахуванням вимог нормативних документів [17] ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва» і [16] ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

Вирішенням будгенплану передбачена безпека працюючих при зведенні

споруди. Для цього приведені осі руху крану: робоча зона, небезпечна зона, монтажна зона, які забезпечені попереджувальними знаками.

Будгенплан розроблений з метою рішення питання раціонального використання будівельного майданчика, розміщення складів, адміністративно–побутових приміщень, розміщення тимчасових доріг, мереж водопроводу і каналізації, енергопостачання.

Для забезпечення нормальних санітарно–гігієнічних умов роботи, запроектовані тимчасові споруди, адміністративно–побутові споруди розміщені за межами небезпечної зони роботи крану. Для складів передбачені сквозні під'їзди.

Тимчасове енергопостачання будмайданчика здійснюється від тимчасової трансформаторної підстанції. Для протипожежної безпеки запроектований пожежний гідрант.

Всі монтажні механізми і дороги їх руху позначені на будгенплані і прив'язані до споруджень постійного призначення.

Залежно від габаритних розмірів об'єкту, що зводиться, і умов будмайданчика приймаємо варіант установки стріловидних самохідних кранів. Вибір і прив'язка крану виконується з врахуванням монтажу конструкцій або підйому вантажів найбільшої маси Q , на найбільшому видаленні (найбільшому робочому вильоті підвіски крюка крану - $R_{роб}$) від осі дороги крану і при найбільшій висоті підйому вантажу – $H_{роб}$.

Розрахунок основних робочих параметрів крану: вантажопідйомності, вильоту і висоти підйому крюка виробляється аналітично по масах найбільших вантажів, найбільших відстанях і висотах їх підйому від осі дороги крану і відмітки голівок рейок з врахуванням вантажозахватних пристроїв, розмірів зон безпеки і розмірів вантажів.

Для буд майданчику прийнятий кран КС – 4571, який виконує весь комплекс робіт по улаштуванню фундаментів, по монтажу колон, ферм, прогонів, монтажу сталевого профільованого настилу покриття, елементів зв'язків покриття, стінового обгороджування. Осі руху і стоянки кранів, а також постійні і тимчасові автодороги вказані на кресленнях.

5.6.3 Тимчасові будівельні склади і визначення потреби в них

При організації складів на будмайданчику прагнуть до мінімізації витрат на їх улаштування. Склади критого типу проектують інвентарними. Запас матеріалів на приоб'єктному складі приймається з розрахунком, щоб забезпечити безперервне і безперебійне постачання об'єкту, що будується. Номенклатура складів і розрахунок їх площ в проекті виробляються для матеріалів: сталеві конструкції каркасу, сталевий профільований лист. Розрахунок складу ведеться у формі таблиці.

Таблиця 5.3 Розрахунок площі складу

Найменування матеріалів	Од вим.	Кіл-ть споживаних матеріалів $P_{об}$	T	Норма запасу T_n	Норма складування q	K_1	K_2	K_u	$P_{ск}$	S_{mp}	Прийнята площа S_{mp}	Розміри і тип складу
Сталеві конструкції	т	115	18	8	0,8	1,3	1,4	0,5	60	142	144	6×12 – 2 скл.

де T – тривалість розрахункового періоду потреби матеріалів;

K_1 – коефіцієнт нерівномірності поступлення матеріалів;

K_2 – коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів;

K_u – коефіцієнт використання площадки складу;

$P_{ск}$ – запас матеріалів на складі;

S_{mp} – запас матеріалів на складі.

Розташування елементів або виробів на складі повинне відповідати технологічній послідовності монтажу. Відкриті складські майданчики повинні розташовуватися в зоні крану або підйомника.

До складів передбачаються зручні під'їзди.

Вказівки по складуванню конструкцій:

1. Схеми складування конструкцій розроблені для приоб'єктних складів.

2. Конструкції повинні складуватися відповідно до вимог стандартів або технічних умов на виробі.

3. Конструкції складувати на вирівняних (з ухилом не більш 5°) і утрамбованих площадках.

4. Способи складування повинні забезпечувати безпеку людей на складі.

5. Забороняється притуляти (спирати) конструкції до тимчасових або постійним спорудам, заборам, штабелям.

6. Всі роботи на складі виробляти відповідно до вимог [16] ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

5.6.4 Тимчасові і використовувані в період будівництва постійні дороги

Головним шляхом мінімізації тимчасового дорожнього будівництва є максимальне використання для потреб будівництва постійних доріг.

При розробці схеми руху транспорту прагнуть максимально використовувати існуючі і спроектовані дороги постійного призначення. Така схема може в процесі будівництва мінятися. Постійні дороги мають бути кільцевими, а на тупикових під'їздах передбачаються роз'їзні і розворотні майданчики.

Ширину проїжджої частини тимчасових доріг приймають: - односмугових – 3,5 м; - двосмугових – 6 м. Радіуси закруглення доріг приймають мінімум 12 м.

На ділянках доріг при однобічному русі владнують майданчик шириною 6 м. При трасуванні доріг повинні дотримуватися мінімальні відстані між дорогою і спорудами:

- складським майданчиком 0,5 – 1,0 м;
- підкрановими путями - 6,5...12,5 м;
- обгороджуванням майданчика - 1,5 м.

Недопустимо трасувати будівельні дороги над підземними інженерними комунікаціями.

Небезпечною зоною дороги вважається та її частина, яка потрапляє в небезпечну зону роботи механізмів.

5.6.5 Тимчасове водопостачання

Визначення сумарної витрати води $Q_{\text{обш.}}$

$$Q_{\text{обш.}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз.}} + Q_{\text{пож.}}$$

$$Q_{\text{обш.}} = 1.6 + 0.11 + 10 = 11.71 \text{ л/с}$$

де $Q_{\text{пр}}$ – витрата води на виробничі потреби

$$Q_{\text{пр}} = 0,000065 \sum p \cdot q_1 = 0,000065 \cdot 24830,58 = 1,6 \text{ л/с}$$

$\sum p$ – сумарний об'єм робіт;

q – норма витрати води на од. об'єму;

$Q_{\text{хоз.}}$ – витрати води на господарські потреби

$$Q_{\text{хоз.}} = \frac{N_p}{3600} \left(\frac{q_2 k_2}{8,32} + q_3 k_3 \right);$$

де N_p – число працівників на майданчику

q_2 – норма потреби води на 1 людину (20 л);

q_3 – норма потреби води на прийом душу (30 л)

$$Q_{\text{хоз.}} = \frac{23}{3600} \left(\frac{20 \cdot 2,7}{8,32} + 30 \cdot 0,35 \right) = 0.11 \text{ л/с};$$

$Q_{\text{пож.}}$ – витрата води на протипожежні потреби

$$Q_{\text{пож.}} = 5 \cdot 2 = 10 \text{ л/с.}$$

Діаметр водопровідної труби

$$d = 35,69 \sqrt{\frac{Q_{\text{обш.}}}{V}} = 35,69 \sqrt{\frac{11.71}{1,5}} = 99.7 \text{ мм.}$$

Приймаємо трубу на ввіді за ДСТУ $\varnothing 100 \text{ мм.}$

Розводящу мережу тимчасового водопостачання проектують після того, як на будгенплані розміщені всі споживачі води. Мережа може бути тупиковою, кільцевою або змішаною. Мережа пожежного водопроводу має бути, як правило, кільцевою. Пожежні гідранти слід розташовувати на відстані до 100 м один від

одного. Відстань від гідрантів до будівель не повинна перевищувати 50 м і бути не менше 5 м, а від краю дороги - не більше 2 м.

5.6.6 Тимчасові будівлі і споруди

При розробці будгенплану передбачається ряд тимчасових, допоміжних приміщень. Передбачається контора виконроба і майстрів будівельної організації, а також контора виконроба і майстрів субпідрядних організацій, якщо такі є. Окрім цього передбачаються приміщення для прийому їжі, душові, туалети, комори, вбиральні.

До тимчасових приміщень відносяться також складські приміщення, тобто склади для руберойду, навіси для бітуму, майданчика для розвантаження цегли, металевих конструкцій, бетону, розчину. Розрахунок складських приміщень зведений в табличну форму. Всі тимчасові складські приміщення показані на будгенплані.

На період будівництва згідно норм робітники мають бути забезпечені необхідними умовами, тобто санітарно-побутовими приміщеннями, розрахунок площ яких виробляється по максимальному числу робітників N_{\max} .

Число інженерно-технічних працівників (ІТР) приймається у розмірі 8 %, службовців 5 %, охорона 3 % від загального числа працівників.

Всі тимчасові приміщення на будгенплані пересувного або контейнерного типу. На будгенплані всі тимчасові споруди пронумеровані і прив'язані до будгенплану.

Також на будгенплані обов'язково показуються лінії тимчасового водопостачання і тимчасова електромережа, каналізація. Всі ці лінії також прив'язуються до будгенплану.

Розрахунок виконуємо у вигляді таблиці.

Таблиця 5.4 Розрахунок площі тимчасових будівель і споруд

№ п/п	Найменування	Кількість робітників	Норма на 1 роб. м ²	Роррахун. площа, м ²	Прийнята площа, м ²	Розміри в плані
1.	Вбиральні	23	0,5	11,5	16.2	6×2,7×2,5
2.	Душові	23	0,82	18.86	21	6×3.5×2,5
3.	Сушарка	23	0,2	4.6	6	3×2×2,5
4.	Туалет Ж	10	0,07	0.7	2	2×1
5.	Туалет Ч	13	0,14	1.82	2	2×1
6.	Комната приймання їжи	23	0,25	5,75	16,2	6×2,7×2,5
7.	Контора виконроба	6	4	24	24	6×4×2,5
8.	Диспетчерська	1	7	7	9	3×3×2,5

5.6.7 Тимчасове електропостачання

Проектування тимчасового енергопостачання виконується в такому порядку:

- встановлюємо основних споживачів електроенергії;
- підраховуємо необхідну потужність по всіх споживачів;
- визначаємо джерело електроенергії;
- підбираємо знижувальний трансформатор;
- проектуємо тимчасову електромережу.

Необхідна потужність трансформатора:

$$P = 1.1 \left(\sum \frac{P_c \times K_1}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_T \times K_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{ob} \times K_3 + P_{OH} \right)$$

де: 1.1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

P_c – потужність силових споживачів;

P_T – потужність для технологічних потреб;

$P_{об}$ – потужність пристроїв внутрішнього освітлення;

$P_{он}$ – потужність пристроїв зовнішнього освітлення;

K_1, K_2, K_3 – коефіцієнти попиту, залежні від числа споживачів;

$\cos \varphi_1, \cos \varphi_2$ – коефіцієнти потужності для силових і технологічних навантажень.

Розрахунок ведемо в табличній формі.

Таблиця 5.5 Розрахунок потрібної потужності

№ п/п	Найменування споживачів	Од. вим.	Кіл-ть	Потужність на од. кВт	Тотужність, разом, кВт	Коефіцієнт попиту K	Коефіцієнт потужності $\cos \varphi$	Необхідна потужність кВт
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I.	Силові споживачі лебідка СЛК-6	шт.	1	25	25	0,15	0,5	7,5
II.	Технологічні споживачі трансформатор ТС-1000	шт.	3	32,5	97,5	0,35	0,5	75
III.	Внутрішнє освітлення кімнат і загальних приміщень складів	м ² м ²	96.4	0,015	2,55	0,8	1	1.45

IV.	Зовнішнє освітлення							
	територія будівництва	м ²	9200	0,0004	7,21	1	1	3.68
	прохідна	м ²	8	0,005	0,04	1	1	0,04
	охоронне освітлення	м ²	800	0,0015	1,2	1	1	1,2
	монтаж конструкцій	м ²	3744	0,003	11,2	1	1	11,2
	склади відкриті	м ²	144	0,002	4,25	1	1	0.29
	Разом							109,76

Загальна необхідна потужність

$$P = 1,1 \cdot 109,76$$

120,7

Приймаємо трансформаторну підстанцію СКГП-180 потужністю 180 кВт.

5.7 Розрахунок потреби в транспортних засобах

Доставка конструкцій на будівельний майданчик здійснюється автомобільним транспортом.

Необхідне число машин N для перевезення певного виду вантажу по заданому маршруту визначається по формулі:

$$N = \frac{Q_{\text{сум.}} \left(t_n + \frac{2\ell}{V} + t_m \right)}{q_{\text{факт.}} \cdot T_m \cdot K_m};$$

де $Q_{\text{сум.}} = \frac{Q_p}{T_p}$ – добовий вантажопотік за заданим видом вантажу;

Q_p – сумарна кількість вантажу даного вигляду, що перевозиться для виконання якої-небудь роботи, t ;

T_p – тривалість розрахункового періоду вжитку даного вигляду вантажу відповідно до календарного плану, дні ;

t_n – тривалість завантаження і розвантаження транспортних засобів, година;

ℓ – відстань перевезення вантажу в один кінець, км ;

V – середня швидкість руху транспортних засобів, км/час ;

t_m – тривалість маневрів автомашини при навантажувально-розвантажувальних роботах, година (0,05 – 0,1 години на 1 рейс);

$q_{\text{факт.}}$ – фактична маса вантажу що перевозиться на даному виді транспорту (допускається перевантаження не більш 10%);

T_m – тривалість розрахункового періоду роботи транспортного засобу протягом зміни (7,5 годин);

K_m – коефіцієнт змінності роботи транспортних засобів (приймається від 1 до 3 змін).

Перевезення металоконструкцій МАЗ-503А $q = 7,0$ т

$$N = \frac{12,2 \left(0,34 + \frac{2 \cdot 9}{26} + 0,05 \right)}{7,0 \cdot 2 \cdot 7,5} = 0,14 = 1 \text{ шт.}$$

Перевезення залізобетонних конструкцій МАЗ-503А $q = 7,0$ т

$$N = \frac{99,9 \left(0,34 + \frac{2 \cdot 9}{26} + 0,05 \right)}{7,0 \cdot 2 \cdot 7,5} = 1,01 = 1 \text{ шт.}$$

Перевезення бетону ЗіЛ-155 $q = 4,5$ т

$$N = \frac{59 \left(0,75 + \frac{2 \cdot 9}{20} + 0,05 \right)}{4,5 \cdot 1 \cdot 7,5} = 2,9 = 3 \text{ шт.}$$

5.8 Заходи щодо охорони праці і техніки безпеки для будгенплану

Відповідно до [16] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», для працюючих на об'єкті передбачені наступні вимоги і правила, які враховані на будгенплані.

Позначені зони дії вантажопідйомного крану, у тому числі і небезпечні, умови роботи в яких вимагають особливого забезпечення безпеки працюючим і які позначені відповідними застережливими знаками («Увага! Небезпечна зона!»).

Санітарно-побутові приміщення і приміщення для відпочинку працюючих, а також автомобільні і пішохідні дороги розташовані за межами небезпечних зон.

Організація будівельного майданчика забезпечує безпеку праці робітників на всіх етапах виробництва.

До монтажу конструкцій і супутніх йому робіт допускають робітників після проходження ними ввідного інструктажу, в процесі якого їх знайомлять з основними правилами безпечного ведення робіт з врахуванням специфічних особливостей даної споруди.

До монтажних і зварювальних робіт допускають монтажників і зварювальників-верхолазів, що мають довідку про медичний огляд, який вони проходять 2 рази в рік. До робіт верхолазів допускають монтажників, що мають розряд не нижче 4-го і стаж не менше одного року.

Всі робітники, що беруть участь в монтажних роботах, повинні носити каски, що оберігають від травм при падінні предметів з верхніх монтажних горизонтів; при

роботі на висоті вони повинні надівати запобіжні пояси, якими прикріплюються до міцно встановлених елементів конструкцій.

В цілях створення необхідних умов для безпечного виробництва робіт на будівельному майданчику мають бути попереджувальні написи, виділені небезпечні зони, огорожені пройоми, а робочі місця при виробництві робіт у вечірній і нічний час – досить освітлені при найменшому нормативі освітленості – 30 лк.

Правильно експлуатувати монтажний кран. Для забезпечення стійкості крану його необхідно встановити на надійне і ретельно вивірену основу. Кран має бути забезпечений автоматичним пристроєм для обмеження вантажопідйомності, а його канати повинні періодично перевірятися.

При вітрі більше 6 балів припиняти монтажні роботи, зв'язані із застосуванням крану, а також на висоті і у відкритому місці.

Велика увага при монтажі має бути приділена електрозварювальним роботам, оскільки при виконанні їх окрім небезпеки поразки струмом існує і пожежна небезпека. Забороняється вести зварку під дощем, під час грози, сильного снігопаду і вітрі (більше 5 м/с). Зварювальник повинен працювати у спецодязгу.

На території санітарно-побутових приміщень розташований щит з пожежогасящим інвентарем. На території будівництва знаходяться пожежний гідрант на відстані 2 м від дороги.

Заборонено перебування робітників на конструкціях під час їх переміщення. Заборонено знаходження робітників під переміщуваними елементами. Заборонено залишати заготовки на вісу під час перерв.

Таблиця 5.6 Техніко-економічні показники проекту

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Кількість
1.	Об'єм будівлі	м ³	24200
2.	Площа будівлі	м ²	2300
3.	Тривалість зведення за ДСТУ Б А.3.1-22:2013	місяці	4.5
4.	Тривалість зведення за проектом	місяці	4
5.	Трудомісткість зведення будівлі	чол-дні	1023
6.	Витрати праці на 1 м ³	чол-дні/ м ³	0.042
7.	Витрати праці на 1 м ²	чол-дні/ м ²	0.45
8.	Середнє число робітників	чол.	11
9.	Максимальне число робітників	чол.	23

6. ОХОРОНА ПРАЦІ І ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ У БУДІВНИЦТВІ

Дипломник: Даскевич Д. Ю.

Консультант: доц. Файзуліна О.А.

6.1 Завдання охорони праці у будівництві

Охорона праці є соціально-технічною наукою, яка виявляє і вивчає виробничі небезпеки і професійні шкідливості і розробляє методи їх запобігання або ослаблення з метою усунення виробничих нещасних випадків і професійних захворювань робітників, аварій і пожеж. Головними об'єктами її дослідження є людина в процесі праці, виробниче середовище і обстановка, взаємозв'язок людини з промисловим устаткуванням, технологічними процесами, організація праці і виробництва.

Охорона праці – це система законодавчих актів і відповідних їм соціально-економічних, технічних, гігієнічних і організаційних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Відступ від нормального режиму роботи і порушення вимог техніки безпеки можуть привести до погіршення здоров'я працюючих.

Завдання охорони праці – звести до мінімальної вірогідності поразки або захворювання працівника з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці і максимальному економічному ефекті виконуваної роботи. Реальні виробничі умови характеризуються, як правило, наявністю деяких небезпек і шкідливостей.

Виробнича небезпека – це можливість дії на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих чинників.

До небезпечних виробничих чинників відноситься такі, дія яких на працюючого приводить до травми. До шкідливих виробничих чинників відносяться такі, дія яких на працюючого приводить до захворювання.

Випадок з працюючим, пов'язаний з дією на нього небезпечного виробничого чинника, називають нещасним випадком на виробництві. Погіршення здоров'я в результаті нещасного випадку зазвичай називають травмою.

Явище, що характеризується сукупністю виробничих травм, називається виробничим травматизмом.

Професійне захворювання – це захворювання, викликане дією на працюючого шкідливих умов праці. Явище, що характеризується сукупністю професійних захворювань, називають професійною захворюваністю. Система організаційних і технічних заходів і засобів, що запобігають дії на працюючих небезпечних виробничих чинників, називають технікою безпеки.

Виробнича санітарія включає комплекс організаційних, гігієнічних і санітарно-технічних заходів і засобів, що запобігають дії на працюючих шкідливих умов.

Поліпшення умов праці, підвищення його безпеки і нешкідливості мають велике економічне значення, що позитивно впливає на економічні результати виробництва – продуктивність праці, якість і собівартість створюваної продукції.

Продуктивність праці підвищується завдяки збереженню здоров'я і працездатності людини, економії живої праці шляхом підвищення рівня використання робочого часу, продовженню періоду активної трудової діяльності людини, економії суспільної праці шляхом підвищення якості продукції, поліпшенню використання основних виробничих фондів, зменшенню числа аварій.

Поліпшення умов праці і підвищення його безпеки призводять до зниження виробничого травматизму, професійних захворювань, інвалідності, що зберігає здоров'я працюючих і одночасно приводить до зменшення витрат на оплату пільг і компенсацій за роботу в несприятливих умовах праці.

6.2 Оформление и эстетика строительной площадки

Поліпшення якості будівництва нерозривно пов'язане з підвищенням загальної культури виробництва. Недбале відношення до будівельних матеріалів і виробів, відсутність належного контролю над вмістом будівельних майданчиків, їх безлад неминуче ведуть до зниження якісних показників будівництва.

На будівельному майданчику і у всіх тимчасових приміщеннях виробляється щоденне прибирання сміття, для чого необхідно мати ящики або контейнери з написом «Для сміття». Щодня оцінюється чистота робочого місця, а результати фіксуються в спеціальній контрольній картці бригадира.

Сміття з будівель, що будуються, і лісів, на яких вироблялися роботи, опускають по закритих жолобах або в закритих ящиках (контейнерах) за допомогою кранів і механізмів. Нижній кінець жолоба знаходиться не вищим за 1 м над землею або входить в бункер. Скидати сміття без жолобів або інших пристосувань дозволяється з висоти не більше 3 м. Місця прийому сміття або його скидання з будівель, що будуються, з усіх боків захищені.

Будівельний об'єкт (майданчик) оснащений уніфікованим інвентарем і пристосуваннями (підмости, захисні козирки, скрині для сипучих матеріалів і ін.). Скрині для сипких матеріалів, бункери, ємкості і тому подібне мають написи з вказівкою призначення, найменування організації і інвентарного номера.

На будівельному майданчику організовані місця зберігання інструменту в спеціально обладнаних пересувних інвентарних складах або скринях.

На території будівництва слід також встановлювати в місцях, визначених будгепланом, покажчики проїздів, розворотів, напряму руху транспорту, обмеження руху, покажчики місцезнаходження об'єктів, що будуються, санітарно-побутових приміщень, виконробів, їдальні, медичного пункту і так далі. Їх кріплять на стовпах або металевих стійках. Відстань між краями сусідніх знаків по вертикалі 50 мм.

При в'їзді до захищеної небезпечної зони встановлені знаки «В'їзд» і обмеження швидкості, при виїзді – знак «Виїзд».

6.2.1 Знаки безпеки

Знаки безпеки призначені для залучення уваги працюючих до безпосередньої небезпеки або запобігання про можливу небезпеку, розпорядження і дозволи певних дій з метою забезпечення безпеки, а також для необхідної інформації. Вони не повинні підміняти сигнально-попереджувальні знаки, які встановлюють згідно з правилами руху автомобільного, залізничного або морського транспорту.

Знаки безпеки, встановлені на воротах і вхідних дверях приміщень, означають, що зона дії цих знаків поширюється на всі приміщення; при в'їзді на об'єкт або ділянку – на весь об'єкт або ділянку в цілому.

Знаки безпеки на будівельному майданчику контрастно виділяються на фоні, що оточує їх, і знаходяться у полі зору людей, для яких вони призначені.

Форма, розмір, колір і художнє вирішення знаків безпеки задовольняють вимогам ДСТУ 12.4.026 «Кольори сигнальні і знаки безпеки».

Також застосовані додаткові таблички прямокутної форми з пояснюючими написами або з вказівною стрілкою в деяких місцях. Ці таблички забарвлені в сигнальний колір знаку, разом з яким вони застосовуються, і розміщені горизонтально під знаком безпеки або вертикально праворуч від нього. Довжина додаткової таблички не більш за діаметр або довжину відповідної сторони знаку безпеки.

Таблиця 6.1 «Характеристика знаків безпеки (ДСТУ 12.4.026)»

Номер знаку	Смислове значення	Зображення	Місце установки
<i>Заборонні знаки</i>			
1.1	Забороняється користуватися відкритим вогнем		На зовнішній стороні дверей складів з пожежо- і вибухонебезпечними матеріалами і речовинами, усередині цих складів; при вході на ділянки, де проводять роботи з вказаними матеріалами і речовинами; на устаткуванні, що представляє небезпеку вибуху або займання; на тарі для зберігання і транспортування пожежо- і вибухонебезпечних речовин
1.2	Забороняється палити		Там же, де знак 1.1., а також в місцях наявності отруйливих речовин
1.3	Вхід (прохід) заборонений		У входів в небезпечні зони, а також в приміщення і зони, в які закритий доступ для сторонніх осіб

Номер знаку	Смислове значення	Зображення	Місце установки
1.4	Забороняється гасити водою		У входів в приміщення і місця, призначені для зберігання і роботи з матеріалами, гасіння яких водою, в разі їх загоряння, заборонено (лужні метали і ін.)
1.5	Забороняється користуватися електронагрівальними приладами		Біля входу в зону або приміщення, де по правилах пожежної безпеки користуватися електронагрівальними приладами заборонено
<i>Застережливі знаки</i>			
2.1	Обережно! Легкозаймисті речовини		На вхідних дверях складів, усередині складів, в місцях зберігання, перед входами на ділянки робіт з легкозаймистими речовинами, на тарі для зберігання і транспортування цих речовин
2.2	Обережно! Небезпека вибуху		На дверях складів, усередині складів, в місцях зберігання, перед входами на ділянки робіт з вибухонебезпечними матеріалами і речовинами, на тарі для зберігання і транспортування цих матеріалів і речовин
2.3	Обережно! Їдкі речовини		На дверях складів, усередині складів, в місцях зберігання, на ділянках робіт з їдкими речовинами, на тарі для зберігання і транспортування їдких речовин
2.4	Обережно! Отруйні речовини		На дверях складів, усередині складів, в місцях зберігання, на ділянках робіт з отруйними речовинами, на тарі для зберігання і транспортування цих речовин

Номер знаку	Смислове значення	Зображення	Місце установки
2.5	Обережно! Електрична напруга		На опорах повітряних ліній, корпусах електроустаткування і електроапаратурі, на дверях електропріміщень, камер вімікачів трансформаторів, на сітчастих і суцільних обгороджуваннях токоведущих частин, розташованих у виробничих приміщеннях, на електротехнічних панелях, дверцях суцільних щитків і ящиків, на шафах з електроустаткуванням
2.6	Обережно! Працює кран		Поблизу небезпечних зон на будівельних майданчиках, ділянках і в цехах, де використовують підйомно-транспортне устаткування
2.7	Обережно! Інші небезпеки		У місцях, де необхідне запобігання про можливу небезпеку; застосовується лише разом з табличкою з пояснюючим написом
<i>Притисуючі знаки</i>			
3.1	Працювати в касці!		При вході в робочі приміщення або на ділянки робіт, де існує можливість падіння предметів зверху
3.2	Працювати в захисних рукавичках!		На ділянках робіт, пов'язаних з небезпекою травмування рук
3.3	Працювати в захисному одязі!		При вході в робітчіки приміщення або на ділянки робіт, пов'язані з небезпекою травмування тіла

Номер знаку	Смислове значення	Зображення	Місце установки
3.4	Працювати в захисному взутті!		При вході в робітничі приміщення або на ділянки робіт, пов'язаних з небезпекою травмування ніг
3.5	Працювати із застосуванням засобів захисту органів слуху!		При вході в робітничі приміщення або на ділянки робіт з підвищеним рівнем шуму
3.6	Працювати в захисних окулярах!		При вході на ділянки робіт, пов'язаних з небезпекою травмування очей
3.7	Працювати із застосуванням засобів захисту органів дихання!		При вході в робітничі приміщення, зони або ділянки робіт, пов'язаних з виділенням шкідливих для організму людини газів, пари, аерозолів
3.8	Працювати в запобіжному поясі!		У місцях виконання робіт на висоті
3.11	Виходити тут!		На дверях евакуаційних або запасних виходів, на дорогах евакуації. На дорогах евакуації застосовують додаткову табличку з вказівною стрілкою Примітки: 1. Знак виконують в прямому і дзеркальному зображеннях. 2. Напрямок стрілки на табличці повинен збігатися з напрямком евакуації і напрямком руху людини, що біжить, змальованої на знаку. 3. Табличку із стрілкою можна розміщувати під знаком під кутом 3° до горизонту. 4. Стрілка повинна рельєфно виділятися на поверхні таблички

Номер знаку	Смислове значення	Зображення	Місце установки
3.12	Двері тримати закритою!		З обох боків пожежних дверей, а також на дверях іншого призначення, закриті положення яких потрібне з міркувань безпеки
<i>Вказівні знаки</i>			
4.1	Вогнегасник		У виробничих приміщеннях і на територіях для вказівки місцезнаходження вогнегасників
4.2	Пункт сповіщення про пожежу		У виробничих приміщеннях і на територіях для вказівки місцезнаходження пункту сповіщення про пожежу
4.3	Місце куріння		У виробничих приміщеннях і на територіях для вказівки місця куріння

Знаки заборони відкритого вогню встановлюються, коли необхідно заборонити роботи із застосуванням відкритого вогню, якщо це може привести до пожежі або вибуху (при влаштуванні шарів кровлі, що наплавляються, фундаментної гідроізоляції). У пояснюючому написі завжди є слово «Заборонено», наприклад, «Заборонено вживання відкритого вогню»; «Заборонено розведення

кострів»; «Заборонено палити»; «Заборонено вариво бітуму»; «Заборонений обігрів відкритим вогнем».

Знаки електробезпеки використовуються для заборони робіт або дії поблизу кабельних ліній або ліній електропередачі, а також робіт з електроустаткуванням, які можуть привести до аварій або до електротравматизму. Ці знаки не підміняють спеціальних знаків, вживаних при обслуговуванні електроустановок.

Пояснюючі написи починаються із слова «Стій» і можуть бути наступними: «Стій! Охоронна зона ЛЕП. Роботи заборонені»; «Стій! Електрокабель. Копати заборонено»; «Стій! Електропрогрівання. Вхід заборонений»; «Стій! 2500 В. Не підходити»; «Стій! Обрив дротів. Не підходити»; «Стій! У грозу не підходити».

Застережливі знаки призначені для попередження працюючих про можливу небезпеку.

Знаки небезпечних зон попереджують про розташування на будівельному майданчику зон зберігання гарячого бітуму, падаючих предметів і тому подібне. В знаку може бути пояснюючий запис, який залежить від конкретних умов. Приклади написів: «Небезпечна зона. Працює кран»; «Небезпечна зона. Падаючі предмети»; «Небезпечна зона. Гарячий бітум»; «Небезпечна зона. Працює гідромонітор»; «Небезпечна зона. Навантажувально-розвантажувальні роботи»; «Небезпечна зона. Тихий хід».

Знаки небезпеки падіння встановлені при відкритих або не захищених ямах, котлованах, траншеях, прямиках і тому подібне. Основне слово на цих знаках «Бережися».

Знакам небезпеки поранення попереджують про небезпеку, пов'язану з виступаючими гострими предметами, арматурою, низькими балками і тому подібне. Типове символічне зображення – контур голови людини і шлагбаум, що перегороджує. Основне слово – «Обережно!». Приклади написів: «Обережно! Низька балка»; «Обережно! Виступаюча арматура»; «Обережно! Гострі предмети»; «Обережно! Вантажі, що переміщуються».

Знаки небезпеки руху попереджують про небезпеку, пов'язану з рухом транспорту, будівельних машин, механізмів і тому подібне. Приклади написів:

«Бережися! Інтенсивний рух»; «Бережися! Рух транспорту»; «Бережися! Електрокари».

Приписуючі знаки призначені для дозволу певних дій працюючих лише при виконанні конкретних вимог безпеки праці (обов'язкове вживання працюючими засобів індивідуального захисту, вживання заходів по забезпеченню безпеки праці), вимог пожежної безпеки.

Знаки обмежувальних навантажень містять вимоги про обмеження навантажень на настили лісів, підмостей, грузопріємних майданчиків і т. п., а також про обмеження маси вантажів, що піднімаються і переміщуються. Приклади написів: «Навантаження на підмості (ліси, майданчики, перекриття і т. п.) не більш... кг»; «Ставити вантаж не більш... кг»; «Піднімати вантаж не більш... кг»; «Не завантажувати більш... кг». Знаки обмеження висоти штабелів потрібні при складуванні будівельних матеріалів, виробів, устаткування і тому подібне. Приклади написів: «Плити перекриття. Висота штабелю не більш... м», «Блоки фундаментні. Висота укладання не більш 4-х рядів».

Знаки обмеження часу містять розпорядження про допустиму тривалість робіт або дій, а також перебування людей в просушуваних приміщеннях, ємкостях.

Знаки з вказівкою засобів індивідуального захисту містять розпорядження про обов'язкове вживання запобіжних поясів, касок, захисних окулярів і тому подібне при виробництві окремих операцій або видів робіт. На кожному знаку є символічне зображення відповідного засобу індивідуального захисту. Приклади написів: «Тут працювати в запобіжному поясі» (касці, захисних окулярах, респіраторі, протигазі, щитку, спецодягу, діелектричних рукавичках, рукавицях і так далі).

Вказівні знаки використані для вказівки місцезнаходження різних об'єктів і пристроїв, пунктів медичної допомоги, питних пунктів, пожежних постів, пожежних кранів, гідрантів, вогнегасників, пунктів сповіщення про пожежу, складів, майстерень.

На знаках безпечних проходів можуть бути такі пояснюючі написи: «Перехід з поверху на поверх прямо (наліво, направо, тут)»; «Безпечний прохід прямо (наліво,

направо, тут)»; «Безпечний прохід наліво... м»; «Перехід через траншею (з поверху на поверх, в іншу будівлю і т. п.) наліво... м»; «Вихід наліво, за рогом»; «Запасний вихід».

Знаки засобів першої допомоги потерпілому і санітарно-гігієнічного обслуговування інформують про "місцезнаходження пунктів першої допомоги, джерел питної води і тому подібне. Приклади написів: «Аптечка направо, 30 м», «Медпункт наліво (направо, прямо) ... м»; «Питна вода прямо (наліво, направо, тут)» і так далі.

За допомогою знаків аварійного зв'язку інформують працюючих про місцезнаходження телефонів і інших засобів зв'язку для виклику аварійних, пожежних і медичних служб. Напис на такому знаку може бути, наприклад, такий: «Телефон в конторі виконроба».

Знаки безпеки виготовлені з листового металу завтовшки 0,5...1,5 мм. Знаки безпеки мають плоску конструкцію.

Знаки забарвлені водовідштовхувальними і атмосферостійкими фарбами, щоб не допустити відшаровування покриття забарвлення.

Для продовження терміну служби і забезпечення ясної видимості знаків безпеки їх періодично очищають і відновлюють відповідно до вимог ДСТУ 12.4.026.

6.3 Техніка безпеки при монтажі металевих конструкцій

На ділянці (захватке), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні будівель і споруд не виконуються роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці, ділянці), на поверхах (ярусах), над якими виконуються переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або устаткування.

Способи строповки елементів конструкцій і устаткування забезпечують їх подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, від бруду і наледі

виконується до їх підйому.

Строповка конструкцій виконується вантажозахватними засобами, що забезпечують можливість дистанційної розстроповки з робочого горизонту у випадках, коли висота до замку вантажозахватного засобу перевищує 2 м.

Елементи монтуємих конструкцій під час переміщення стримуються від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв в роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

Розчалування для тимчасового закріплення монтуємих конструкцій, як правило, прикріплюють до надійних опор (фундаментів, якорям і тому подібне). Кількість розчалувань, їх матеріали і переріз, способи натягнення і місця закріплення встановлені проектом виробництва робіт.

Розчалування розташовані за межами габаритів руху транспорту і будівельних машин. Розчалування не доторкуються гострих кутів інших конструкцій. Перегин розчалувань в місцях зіткнення їх з елементами інших конструкцій допускається лише після перевірки міцності і стійкості цих елементів під впливом зусиль від розчалувань.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу застосовують інвентарні сходи, перехідні містки і трапи, що мають обгороджування.

Відповідальними особами не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їх елементах (фермам, ригелям і тому подібне), на яких неможливо встановити обгороджування, що забезпечує ширину проходу відповідно до норм, без вживання спеціальних запобіжних пристосувань (надійно натягнутого уздовж ферми або ригеля каната для закріплення карабіна запобіжного поясу і ін.).

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або устаткування закріплюються так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність.

Розстроповка елементів конструкцій, встановлених в проектне положення, виконується після постійного або тимчасового надійного їх закріплення.

Переміщення встановлених елементів конструкцій після їх розстроповки, за винятком випадків, обгрунтованих проектом виконання робіт, не допускається.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більш при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт. Роботи по переміщенню і установці вертикальних панелей і подібних ним конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більш.

Не допускається знаходження людей під монтуємими елементами конструкцій і устаткування до установки їх в проектне положення і закріплення.

При необхідності знаходження працюючих під монтуємими конструкціями, а також на конструкціях, повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Навісні монтажні майданчики, сходи і інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, встановлюють і закріплюють на монтуємих конструкціях до їх підйому.

При виробництві монтажних робіт не допускається використовувати для закріплення технологічного і монтажного оснащення устаткування і трубопроводи, а також технологічні і будівельні конструкції без узгодження з особами, відповідальними за правильну їх експлуатацію.

До виконання монтажних робіт встановлений порядок обміну умовними сигналами між особою, керівним монтажем, і машиністом (мотористом). Всі сигнали подаються лише одною особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником), окрім сигналу "Стоп", який може бути поданий будь-яким працівником, що відмітив явну небезпеку.

Вантажопідйомність гальмівних лебідок і поліспастів, вживаних при насуванні (пересуванні) конструкцій і устаткування, дорівнює вантажопідйомності тягових.

Монтаж конструкцій кожного подальшого ярусу (ділянки) будівлі або споруди виробляється лише після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу (ділянки) згідно з проектом.

Навісні металеві сходи заввишки більше 5 м повинні відповідати нормам і в деяких місцях захищені металевими дугами з вертикальними зв'язками і надійно прикріплені до конструкції або до устаткування. Під'їм робітників по навісних сходах на висоту більше 10 м допускається в тому випадку, якщо сходи обладнані майданчиками відпочинку не рідше чим через кожних 10 м по висоті.

При монтажі ділянок будівлі з декількома ярусами, кожен подальший ярус каркаса монтується лише після установки огорожуючої конструкції або тимчасових обгороджувань на попередньому ярусі.

В процесі монтажу конструкцій або споруд монтажники знаходяться на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або засобах підмоцнення.

На захватці, в якій ведеться монтаж конструкції будівлі, не допускається користуватися вантажопасажирським підйомником безпосередньо під час переміщення елементів конструкцій.

Забарвлення і антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, виробляють, як правило, до їх підйому на проектну відмітку. Після підйому забарвлення або антикорозійний захист виробляють лише в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

Розпаковування і розконсервація підмета устаткування, яке буде монтуватися, виробляється в зоні, відведеній відповідно до проекту виробництва робіт, і здійснюється на спеціальних стелажах або підкладках заввишки не менше 100 мм.

Укрупнювальна збірка і до виготовлення конструкцій і устаткування, які будуть монтуватися, (нарізка різблення на трубах, гнутті труб, підгонка стиків і тому подібні роботи) виконуються, як правило, на спеціально призначених для цього місцях.

В процесі виконання складальних операцій поєднання отворів і перевірка їх збігу у монтуємих деталях повинні вироблятися з використанням спеціального інструменту (конусних облямовувань, складальних пробок і ін.). Перевіряти збіг отворів у монтуємих деталях пальцями рук не допускається.

При монтажі устаткування в умовах вибухонебезпечного середовища

застосовується інструмент, пристосування і оснащення, що унеможливають іскроутворення.

При монтажі устаткування застосовуються заходи для унеможливлення мимовільного або випадкового його включення.

При переміщенні конструкцій або устаткування декількома підймальними або тяговими засобами унеможливлено перевантаження будь-якого з цих засобів за допомогою запасу потужності використовуваного механізму.

При переміщенні конструкцій або устаткування відстань між ними і виступаючими частинами змонтованого устаткування або інших конструкцій по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі - 0,5 м.

Кути відхилення від вертикалі вантажних канатів і поліспастів вантажопідйомних засобів в процесі монтажу не перевищують величину, вказану в паспорті, затвердженому в проекті або технічних умовах на цей вантажопідйомний засіб.

6.3 Техніка безпеки при улаштуванні кровлі

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт вирішується після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром справності несучих конструкцій покриття і обгороджувань.

Для проходу робітників, що виконують роботи на даху з ухилом більш 20°, а також на даху з покриттям, не розрахованим на навантаження від ваги працюючих, влаштовують трапи шириною не менше 0,3 м з поперечними планками для упору ніг. Трапи на час роботи закріпити.

Матеріали розміщувати на даху лише в місцях, передбачених проектом виробництва робіт, з вживанням заходів проти їх падіння, у тому числі від дії вітру.

Під час перерв в роботі технологічні пристосування, інструмент і матеріали закріплюють або прибирають з даху.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15 м/с і більш.

Елементи і деталі кровель, у тому числі компенсатори в швах, захисні

фартухи, ланки водостічних труб, зливи, звіси і тому подібне подають на робочі місця в заготовленому вигляді.

Заготівка вказаних елементів і деталей безпосередньо на даху не допускається.

7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Дипломник: Даскевич Д. Ю.

Консультант: доц. Жусь О.М.

- 1 -

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Склад

Будівництво розташоване на території м. Миколаїв

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на земляні роботи (СОУ Д.2.2-32287238-001:2009);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2 - 2012);

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

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка Б до ДСТУ-Н Б Д. 1.1-3-2013.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

- | | | |
|--|----------|-------------|
| 1. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15 = 1), ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 п.5.8.11 | 2,20000 | % |
| 2. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (К = 0,9), ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 26 | 1,08000 | % |
| 3. Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 44 | 2,50 | % |
| 4. Вартість проектних робіт, ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 49 | 2,65 | % |
| 5. Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 п.5.8.16 | 4,50 | % |
| 6. Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у | 1,043 | |
| 7. Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 п.5.8.16 | 6,20 | грн./люд.-г |
| 8. Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку, ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 п.5.8.16 | 1,60 | грн./люд.-г |
| 9. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат, ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 п.5.8.16 | 67,05264 | ТИС.ЛЮД.-Г |
| | 56,334 | ТИС.ЛЮД.-Г |
| | 1361,375 | ТИС.ГРН. |
| | 3400,00 | ГРН. |
| | 2721,00 | ГРН. |

Загальна кошторисна трудомісткість

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах

Загальна кошторисна заробітна плата

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

Тарифна сітка для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8

Тарифна сітка для робіт на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8

Склад

Форма № 1

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1
на загальнобудівельні роботи
Склад

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

10023,135 тис. грн.
18,30047 тис.люд.-год.
385,466 тис. грн.
3,6 розряд

Складений в поточних цінах станом на "19 січня" 2019 р.

№ п/п	Об'єкт-вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	ДЕ1-12-2	Планування площ бульдозером New Holland D 180 LGR потужністю 152 кВт [204 к.с.] при робочому ході в двох напрямках	1000 м2	1,016	40,97	40,97 6,80	42	-	42 7	-	0,3078	- 0,31
2	Е1-150-2	Розпушення ґрунтів бульдозерами-розпушувачами на тракторі потужністю 79 кВт [108 к.с.] при глибині розпушення до 0,35 м і довжині ділянки до 200 м	1000м3	0,1016	480,50	480,50 90,84	49	-	49 9	-	4,2328	- 0,43
3	ДЕ1-6-2	Розробка ґрунту з навантаженням на автомобіль-самоскиди екскаватором одноковшовим New Holland MN CITY з ковшем місткістю 1,4 м3, ґрунт 2 групи	1000 м3	2,38	4698,16	4698,16 962,11	1182	-	1182 2290	-	44,6645	- 106,3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	Е1-162-2	Розробка ґрунту вручну з кріпленням у траншеях шириною до 2 м, глибиною до 2 м, група ґрунтів 2	100м3	0,26	5831,60 5831,60	-	1516	1516	-	321,3	83,54
5	Е6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	0,067	174020,46 3294,47	1898,95 520,67	11659	221	127	195,75 25,4989	13,12 1,71
6	ЕД6-50-1	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів площею до 1 м2 для улаштування фундаментів загального призначення під колони, об'єм конструкцій, м3 до 3	100м3	0,314	14154,13 5306,61	277,75 86,49	4444	1666	87	276,53 4,6206	86,83 1,45
7	ЕД6-62-5	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиві, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 18 до 26	т	14	25237,47 339,40	51,19 11,59	353325	4752	717 162	18,14 0,6232	253,96 8,72
8	ЕД6-65-1	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в бадях. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкцій, м3 до 3	100м3	0,157	106260,83 1302,22	2372,83 738,91	16683	204	373 116	69,6 39,474	10,93 6,2
9	ЕН11-3-3	Улаштування ущільнених самохідними котками підстиляючих щеленевих шарів	м3	210,8	396,05 67,07	67,70 20,72	83487	14138	14271 4368	3,73 0,9843	786,28 207,49
10	Е7-13-1	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття	100шт	3,5	151876,03 5878,42	7438,27 2175,33	531566	20574	26034 7614	298,7 112,0597	1045,45 392,21
11	ЕН11-14-4	Улаштування підлоги бетонної, що виконується методом вакуумування, товщиною 250 мм	100м2	1,24	21140,58 1288,73	1018,23 115,06	26214	1598	1263 143	61,78 5,4632	76,61 6,77
12	Е7-1-16	Укладання фундаментних балок довжиною більше 6 м	100шт	0,3	200549,16 15957,54	16997,19 5290,29	60165	4787	5099 1587	783 278,441	234,9 83,53
13	Е6-18-1	Улаштування балок фундаментних	100м3	0,063	319818,51 29842,45	7501,02 1957,72	20149	1880	473 123	1595 99,0358	100,49 6,24
14	Е1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	0,48	1501,66 -	1501,66 326,33	721	-	157	17,673	8,48

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15	E1-134-1	Уціплення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	4,8	619,28 339,29	279,99 83,44	2973	1629	1344 401	18,36 5,1175	88,13 24,56
16	E9-17-2	Монтаж колон одноповерхових і багатопверхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т	т	84	16147,34 184,76	293,23 87,62	1356377	15520	24631 7360	9,28 4,4616	779,52 374,77
17	E9-23-1	Монтаж вертикальних зв'язок у вигляді ферм для прогонів до 24 м при висоті будівлі до 25 м	т	16,2	19895,74 1519,83	550,48 160,66	322311	24621	8918 2603	80,16 7,8576	1298,59 127,29
18	E9-22-1	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 3 т	т	28,8	15614,40 697,73	1024,32 306,23	449695	20095	29500 8819	36,8 15,4292	1059,84 444,36
19	E9-25-1	Монтаж прогонів із кроком ферм до 12 м при висоті будівлі до 25 м	т	2,4	13283,75 427,74	424,14 114,21	31881	1027	1018 274	22,56 5,6596	54,14 13,58
20	E9-23-1	Монтаж вертикальних зв'язок	т	6	15473,21 1519,83	550,48 160,66	92839	9119	3303 964	80,16 7,8576	480,96 47,15
21	E9-42-1	Монтаж покрівельного покриття з профільованого листа при висоті будівлі до 25 м	100м2	26,49	94761,83 961,65	707,57 188,87	2510241	25474	18744 5003	50,72 9,3275	1343,57 247,09
22	E7-50-9	Установлення діафрагм жорсткості висотою до 4,8 м, площею до 25 м2	100шт	1,98	332394,94 46139,00	31991,51 9455,79	658142	91355	63343 18722	2146 530,7375	4249,08 1050,86
23	E10-22-1	Заповнення стрічкових віконних прорізів у стінах промислових будівель блоками віконними з одинарними і стареними рамами, висота прорізу 1,215 м	100м2	0,176	180831,05 3096,52	1599,87 472,00	31826	545	282 83	172,22 25,5277	30,31 4,49
24	E10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100м2	0,044	16831,40 2828,02	2251,54 700,65	741	124	99 31	142,04 35,7033	6,25 1,57
25	E9-46-1	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізму відкривання	т	9,5	27268,83 1444,69	2916,00 777,00	259054	13725	27702 7382	66,24 32,7836	629,28 311,44

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
26	E47-27-1	Улаштування корита під квітники глибиною 40 см механізованим способом	100м2	3,12	1093,04 894,24	198,80 53,18	3410	2790	620 166	56,49 3,003	176,25 9,37
27	E31-27-1	Улаштування одношарової та верхнього шару двошарової основи зі щебеню товщиною 10 см, межа міцності на стиснення понад 98,1 МПа [1000 кгс/см2], із застосуванням автогрейдера	1000м2	0,312	44283,23 62,39	5313,85 1170,08	13816	19	1658 365	3,67 56,034	1,15 17,48
28	E31-18-1	Улаштування асфальтового вимощення на щебеневій основі товщиною 20 см	100м2	3,12	38174,35 862,29	178,73 52,57	119104	2690	558 164	49,33 2,6621	153,91 8,31
Разом прями витрати по кошторису							9770178	260069	242158 68975		13043,09 3512,16
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							9770178				

Всього по кошторису							10023135				
Кошторисна трудоємність, люд.год.							18300,47				
Кошторисна заробітна плата, грн.							385466				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Склад

Форма № 1

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-2
на внутрішні санітарно-технічні роботи
Склад

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

2765,11 тис. грн.
37,74221 тис.люд.-год.
828,484 тис. грн.
3,9 розряд

Складений в поточних цінах станом на "19 січня" 2019 р.

№ п/п	Об'єкт вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кіль- кість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуа- тації машин	в тому числі за- робітної плати	Всього	заробіт- ної плати	експлуа- тації машин	в тому числі за- робітної плати	на одини- цю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	T_укр показники	Вентиляція	100м3	228	1973,94	47,22	450058	134684	10766	28,9	6589,2	
2	T_укр показники	Водопостачання	100м3	228	590,72	28,82	267996	85381	6571	1,41	321,48	
3	T_укр показники	Каналізація	100м3	228	1175,42	26,94	1489830	443663	6142	17	3876	
					374,48	15,74			3589	0,17	38,76	
					6534,34	162,25			36993	95,2	21705,6	
		Разом прямі витрати по кошторису			1945,89	104,65	2207884	663728	23860	5,12	1167,36	
		Разом будівельні роботи, грн.					2207884		53901		32170,8	
		в тому числі:					2207884		34020		1527,6	
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					1490255					
		всього заробітна плата, грн.					697748					
		Загальновиробничі витрати, грн.					557226					
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год.					4043,81					
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					130736					
		Всього будівельні роботи, грн.					2765110					

2 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

-2-

37_СД_ЛС1_2-1-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		---	---	---	---	---	---				
		Всього по кошторису					2765110				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.					37742,21				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					828484				

Склав _____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив _____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Склад

Форма № 1

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-3
на внутрішні електро-монтажні роботи
Склад

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

380,671 тис. грн.
6,81047 тис.люд.-год.
147,425 тис. грн.
3,8 розряд

Складений в поточних цінах станом на "19 січня" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.				Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	заробітної плати	Всього	експлуатації машин	заробітної плати	в тому числі заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	T_укр показники	Електрооснащення	1000м3	22,8	8400,84	354,04	191539	79225	8072	170	3876	
2	T_укр показники	Диспетчерський зв'язок	1000м3	22,8	3474,80	141,24	49215	21914	3220	6,91	157,55	
3	T_укр показники	Пожарна сигналізація	1000м3	22,8	2158,57	70,45	40323	18641	1606	48	1094,4	
		Разом прями витрати по кошторису			961,12	20,85	281077	119780	475	1,02	23,26	
		Разом будівельні роботи, грн.			1768,54	50,94	281077	119780	1161	40	912	
		в тому числі:			817,60	15,74	281077	119780	359	0,77	17,56	
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					281077		10839		5882,4	
		всього заробітна плата, грн.							4054		198,37	
		Загальнобудівельні витрати, грн.					150458					
		трудомісткість в загальнобудівельних витратах, люд.год.					123834					
		заробітна плата в загальнобудівельних витратах, грн.					99594					
		всього будівельні роботи, грн.					729,7					
							23591					
							380671					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		-----	-----	-----	-----	-----					
		Всього по кошторису					380671				
		Кошторисна трудомісткість, люд. год.					6810,47				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					147425				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Склад

Кошторисна вартість об'єкта 13168,916 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 62,85315 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 1361,375 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості Тис. м3
Будівельні обсяги 29,400 тис. м3

Складений в поточних цінах станом на 19 січня 2019 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна вартість на заробітну плату, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Л. кошторис. 2-1-1	на загальнобудівельні роботи	10023,135	-	10023,135	18,30047	385,466	340,923
2	Л. кошторис. 2-1-2	на внутрішні санітарно-технічні роботи	2765,110	-	2765,110	37,74221	828,484	94,051
3	Л. кошторис. 2-1-3	на внутрішні електро-монтажні роботи	380,671	-	380,671	6,81047	147,425	12,948
Всього:			13168,916	-	13168,916	62,85315	1361,375	447,922

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту)

_____ [підпис, (ініціали, прізвище)]

Начальник відділу

_____ [підпис, (ініціали, прізвище)]

Склад

_____ [підпис, (ініціали, прізвище)]

Перевірів

_____ [підпис, (ініціали, прізвище)]

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 16658,025 тис. грн.
В тому числі зворотних сум 43,457 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" " _____ 20 _____ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №**Склад**

Складений в поточних цінах станом на 19 січня 2019 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	2-1	Глава 2. Об'єкти основного призначення Склад	13168,916	-	-	13168,916
		Разом по главі 2:	13168,916	-	-	13168,916
		Разом по главах 1-7:	13168,916	-	-	13168,916
2	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених проектом (робочим проектом)	289,716	-	-	289,716
		Разом по главі 8:	289,716	-	-	289,716
		Разом по главах 1-8:	13458,632	-	-	13458,632

1	2	3	4	5	6	7
3	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 26	Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (1, 2X0,9)%	145,353	-	-	145,353
		Разом по главі 9:	145,353	-	-	145,353
		Разом по главах 1-9:	13603,985	-	-	13603,985
4	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 44	Глава 10. Утримання служби замовника Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	340,100	340,100
		Разом по главі 10:	-	-	340,100	340,100
5	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 49	Глава 12. Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд Вартість проектних робіт	-	-	360,506	360,506
6	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 50	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)	-	-	22,677	22,677
7	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 51	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	-	-
		Разом по главі 12:	-	-	383,183	383,183
		Разом по главах 1-12:	13603,985	-	723,283	14327,268
		Кошторисний прибуток (П)	415,726	-	-	415,726
		Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)	-	-	107,284	107,284
		Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	612,179	-	32,548	644,727
		Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-
		Разом	14631,890	-	863,115	15495,005

1	2	3	4	5	6	7
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ)	-	-	1163,02	1163,02
	Розрахунок N П-137	У тому числі: - Єдиний податок за ставкою 7%	-	-	1163,020	1163,020
	ДСТУ Б.Д.1.1- 1:2013 п.5.8.18.1	Всього по зведеному кошторисному розрахунку Зворотні суми	14631,890	-	2026,135	16658,025
		У тому числі: - від тимчасових будівель і споруд(15 %)	-	-	-	43,457
			-	-	-	43,457

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

2 Програмний комплекс АПК-5 (3.0.2)

- 2 -

37_СД_ССР

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:

у тому числі:	16658,025	тис.грн.
будівельні роботи -	14631,890	тис.грн.
вартість устаткування -	-	тис.грн.
інші витрати -	2026,135	тис.грн.
Вартість 1мЗ	730,615	грн

Примітка:

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

Склав:

Перевірив:

Література

1. ДБН В.2.6-31:2006 «Будівельна кліматологія і геофізика» – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 77 с. (Державні будівельні норми України).
3. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення» – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
4. ДБН 2.01.2005 «Протипожежні норми» – [чинні від 2006-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
5. ДБН В.2.6 – 198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Державні будівельні норми України).
6. Нілов О.О. «Металеві конструкції» / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І.Білик, І.Д. Белов, Л.І. Лавриненко, В.О. Володимирський / – К.: Сталь, 2010. – 869 с.
7. Купченко Ю.В. «Металеві конструкції» / Ю.В. Купченко, П.М. Сінгаївський / - О.: ОДАБА, 2018. – 228.
8. Методичні вказівки «Проектування сталевих ферм» – О.: ОДАБА, 2015.
9. ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення» – [чинні від 2018-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. (Державні будівельні норми України).
10. Методичні вказівки «Проектування фундаментів» – О.: ОДАБА, 2016.
11. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів» – [чинні від 2014-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. (Державний стандарт України).
12. ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції» – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. (Державний стандарт України).
13. Методичні вказівки «Технологія будівельного виробництва» – О.: ОДАБА, 2014.
14. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» – [чинні від 2016-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. (Державні будівельні норми України).

15. ДСТУ Б В.2.6-200:2014 «Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу» – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. (Державний стандарт України).
16. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» – [чинні від 2010-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. (Державні будівельні норми України).
17. Методичні вказівки «Організація будівельного виробництва» – О.: ОДАБА, 2016.
18. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» – [чинні від 2014-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. (Державний стандарт України).