

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ
ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ
КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Пояснювальна записка

До кваліфікаційної роботи бакалавра

На тему: «Цех з оздоблення листового металу м. Харкові»

Виконав студент 4 курсу, групи БтаЦІ 2022-1
спеціальність 192 «Будівництво та цивільна
інженерія»

Черенов Олександр Миколайович

Керівник

к.т.н., доц. Рюмін Володимир Володимирович

Рецензент

к.т.н., доц. Чередник Дмитрій Леонідович

Харків – 2026 р.

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ
ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівельних
конструкцій

 к.т.н., доц. Спіранде К.В.

«01» червня 2026 року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

Черенов Олександр Миколайович

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: **«Цех з оздоблення листового металу м. Харкові»**

затверджена наказом ректора ХНУМГ від «26» травня 2026 р. № 447-03_

Термін подання завершеної роботи на кафедру «17» червня 2026 р.

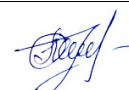
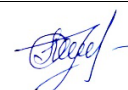
Вихідні дані до кваліфікаційної роботи Місто *будівництва – Харків; Розміри будівлі в плані 252х24м, крок колон – 12м, кількість прольотів – 1, кранове обладнання – два крана середнього режиму робот $Q=80/20$ т. Рівень відмітки кранової рейки 12,6м, Покрівля- профлист по прогонах.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки: Характеристика району будівництва, об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі, що проектується. Теплотехнічний розрахунок конструкції огороження. Збір навантажень, статичний розрахунок, експертиза поперечних перерізів основних конструкцій (балки, колони), розрахунок окремих вузлів. Вибір монтажного крану, опис процесів монтажу основних конструкцій, підрахунок об'ємів робіт. Розробка основних питань з охорони праці

Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина *Фасад 1-8, розріз 1-1, план на відм. 0.000, план покрівлі;*
- розрахунково-конструктивна частина: *Монтажна схема елементів, схеми зв'язків (стадія КМ); Відправна марка ферми (стадія КМД);*
- основи та фундаменти: *план фундаментів, опалубочне креслення фундаменту, схема армування фундаменту;*
- технологічні рішення та організація будівництва: *Технологічні карти, схема проходок крану.*

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Завальний О.В., доцент		
2. Розрахунково - конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкта	Рюмін В.В., доцент		
	Розрахунок надземної частини об'єкта	Александрович В.А., доцент		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Братішко С.М.		
4. Охорона праці		Косенко Н. О., доцент		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М., доцент		

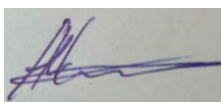
КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	02.06-04.06.2026	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	05.06-12.06.2026	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	13.06-16.05.2026	виконано
4.	Охорона праці	15.06-16.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи _____

к.т.н., доц. Рюмін В.В.

Завдання прийняв до виконання _____



ст.гр. БтаЦі 2022-1 Черенов О.М.

ЗМІСТ

Архітектурно-будівельна частина.....	6
1.1 Генеральний план та благоустрій території.....	7
1.2 Вихідні данні для проєктування.....	7
1.3 Функціональна схема.....	8
1.4 Об'ємно -планувальне рішення.....	8
1.5 Конструктивне рішення.....	9
1.6 Теплотехнічний розрахунок стінової панелі.....	9
Розрахунково-конструктивна частина (підземна частина об'єкта).....	11
2.1 Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчика.....	12
2.2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	13
2.3 Проектування фундаменту під колону	17
2.4 Визначення осадки фундаменту методом пошарового підсумовування.....	20
2.5 Конструювання фундаменту.....	23
Розрахунково-конструктивна частина (надземна частина об'єкта).....	27
2.6 Компонування поперечної рами сталевого каркаса.....	28
2.7 Визначення навантаження на поперечну раму.....	30
2.7.1 Постійні навантаження.....	30
2.7.2 Змінні навантаження.....	30
2.7.3 Збір кранових навантажень.....	34
2.8 Попереднє визначення жорсткості елементів розрахункової схеми	38
2.9 Статичний розрахунок поперечної рами будівлі.....	39
2.10 Результати розрахунку по окремим навантаженням.....	41
2.11 Розрахунок верхньої частини колони.....	43
2.12 Визначення розрахункової довжини верхньої частини колони... 	44
2.13 Підбір перерізу верхньої частини колони.....	45
2.14 Розрахунок нижньої частини колони.....	48

2.15 Розрахунок отвору в колоні.....	60
2.16 Розрахунок вузла з'єднання верхньої та нижньої частин колони.....	62
2.17 Розрахунок кроквяної ферми.....	66
2.18 Розрахунок прогонів.....	70
2.19 Розрахунок підкранової балки.....	77
Технологічні рішення та організація будівництва.....	84
3.1 Характеристика будівельного майданчика.....	85
3.2 Геодезична підготовка будівельного майданчика.....	85
3.3 Об'єми будівельно-монтажних робіт.....	85
3.4 Вибір комплекту машин для земляних робіт.....	90
3.5 Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу конструкцій.....	91
3.6 Об'єктний будгенплан.....	93
3.7 Методи виконання будівельно-монтажних робіт.....	96
Охорона праці.....	100
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні.....	101
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проектування.....	103
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування.....	107
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування.....	109
Перелік літератури.....	113

Архітектурно-будівельна частина

1.1 Генеральний план та благоустрій території

Ділянка під будівництво цеху оздоблення листового металу розташована на території машинобудівельного заводу в м. Харкові. Розмір ділянки в плані становить $247,5 \times 386,7$ м, площа ділянки — 95708 м^2 . Поруч із проектованою будівлею передбачені допоміжні будівлі та споруди: механічні майстерні, склад валків, склад мастильних матеріалів, насосна станція, фільтрувальна установка, відстійники. Рельєф місцевості, виділений під будівництво, спокійний, без будь-яких природних перешкод. Для під'їзду до будівлі запроектовано дві автомобільні дороги: з боку фасаду А-Б та фасаду Б-А. Конструкція дорожнього покриття — монолітний асфальтобетон. З боку фасаду А-Б передбачено залізничний в'їзд до будівлі. Для створення найбільш сприятливих умов на території ділянки, а також для зменшення проникнення пилу та бруду по узбіччях, по краях пішохідних доріжок, доріг для під'їзду автомобілів передбачено висадження дерев листяних порід, декоративного чагарнику, а також облаштування газонів. Озеленення ділянки спроектовано з урахуванням підземних і надземних інженерних мереж. Відведення поверхневих вод з ділянки передбачається відкритим способом, зі збором у люки зливової каналізації, розташовані біля проїжджої частини. По периметру будівлі влаштовується відмостка.

1.2 Вихідні данні для проєктування

Згідно ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»:

Будівництво виконується у І кліматичному районі.

Температура повітря середня за січень — від -5°C до -8°C .

Температура повітря середня за липень — від 18°C до 20°C .

Температура повітря середня за рік — $7,6^{\circ}\text{C}$.

Температура повітря холодного періоду найхолодніша доба забезпеченістю 0,92 - 28°C .

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2 «Навантаження і впливи»:

Сніговий район — 5.

Характеристичне значення снігового навантаження — $1,6 \text{ кН/м}^2$.

Вітровий район — 2.

Характеристичне значення вітрового тиску — $0,45 \text{ кН/м}^2$.

1.3 Функціональна схема

Цех із оздоблення листового металу призначено для нанесення полімерних покриттів на рулонну сталь. Будівля складається з двох корпусів: виробничого корпусу та прибудованого до нього адміністративно-лабораторного. У виробничому корпусі розміщується обладнання технологічної лінії з нанесення полімерів, а всі необхідні для здійснення виробничого процесу побутові приміщення розміщуються в прибудованому до виробничої будівлі адміністративно-лабораторному корпусі. Адміністративно-побутові приміщення відокремлені від цеху стіною і з'єднані дверними прорізами.

1.4 Об'ємно -планувальне рішення

Будівля відділення полімерних покриттів має у плані прямокутну форму.

Виробничий корпус відділення полімерних покриттів складається з одного прольоту А-Б і має довжину в осях 1...22 — 252 м. Величина прольоту по будівельних осях — 24 м. Крок колон — 12 м.

Будівля обладнана двома мостовими кранами вантажопідйомністю в осях 1...7 — $Q=80/20$ т. Рівень головки підкранової рейки цих кранів на позначці +12,000. У осях 18...22 розташований напівбалочний кран $Q=16$ т.

У будівлю з торця по осі 22 передбачено залізничний в'їзд.

За умовну позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги будівлі, що відповідає абсолютній позначці 114,500.

Ширина дверних прорізів відповідає нормам проектування евакуації. Кількість природного освітлення в приміщеннях також відповідає нормам проектування.

Відповідно до ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. загальні вимоги» для виходу на покрівлю передбачені сходи з боку фасаду 1-22.

Покрівля виробничого корпусу малопохила з внутрішнім водовідведенням. У покритті будівлі передбачений прямокутний світлоаераційний ліхтар.

Усі необхідні для здійснення виробничого процесу побутові приміщення розміщуються в прибудованому до виробничої будівлі по осі Б адміністративно-лабораторному корпусі. Габарити адміністративного корпусу: в осях А1...А2 — 12 м, в осях 1...21 — 240 м.

1.5. Конструктивне рішення

Колони — сталеві змінного по висоті перерізу (надкранова частина зварний двотавр, підкранова частина має крізний переріз, що складається із двох гілок поєднаних решіткою) у надкрановій частині передбачається прохід. Підкранові балки — сталеві двотаврові. Кроквяні ферми — сталеві з паралельними поясами з парних куточків. Прогони покриття – сталеві ґратчасті прольотом 12 м. Ліхтарі прямокутні з одинарним склінням. Просторова жорсткість каркаса забезпечується системою зв'язків по поясах ферм і між колонами. Фундаменти – монолітні залізобетонні. Покриття – сталевий профільований лист. Зовнішні стіни виконані з «сандвіч»-панелей, які кріпляться до стінових ригелів за допомогою сталевих кріпильних елементів з лапкою та скобою. Цоколь і ділянки стін у місці встановлення воріт по торцях будівлі виконані з блоків пористого бетону та керамічної цегли з оштукатурюванням з обох боків цементно-піщаним розчином.

1.6 Теплотехнічний розрахунок стінової панелі

Місце зведення будівлі, що проєктується – це місто Харків. Відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель», ця територія належить до I зони. Таке зонування визначає основні вимоги до проєктування зовнішніх огорожувальних конструкцій. Обов'язкова умова проєктування теплової оболонки будівлі регламентується вимогами за ДБН В.2.6-31:2021. Виконання цих вимог є критично важливим для забезпечення енергоефективності та комфортного мікроклімату всередині приміщень.

$$R_{\Sigma np} \geq R_{q \min}$$

Розраховуємо $R_{q \min}$ відповідно до параметру D:

$$D = \sum R_{i sp}$$

де R_i – термічний опір i-го шару конструкції:

$$R_i = \delta_i / \lambda_{ip}$$

Склад конструкції огороження включає всі необхідні елементи для захисту від теплових втрат та зовнішніх впливів. Цей комплексний підхід гарантує енергоефективність та оптимальний температурно - вологісний режим у

виробничих приміщеннях. Основою слугують несучі та теплоізоляційні матеріали, які підібрані з урахуванням їхніх фізико-механічних властивостей. Схема прийнятої конструкції огородження наведено на рис. 1.1

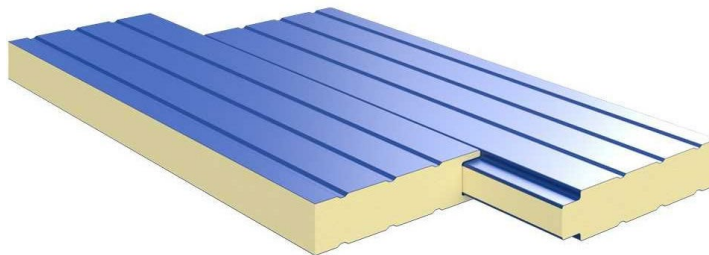


Рисунок 1.1- Схема прийнятої конструкції огородження

Детальна послідовність шарів та їхня товщина:

1. Металевий лист.

$$\delta_1 = 0,001\text{м}; \lambda_1 = 58 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}; \gamma_0 = 7650 \text{ кг/м}^3$$

2. Плита втконана з мінеральної вати.

$$\delta_2 = 0,15\text{м}; \lambda_2 = 0,062 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}; \gamma_0 = 40 \text{ кг/м}^3; s_{ip} = 0,3 \text{ Вт/(м}^2\text{К)}$$

3. Металевий лист.

$$D = \left(\frac{0,15}{0,062} \right) * 0,3 = 0,725$$

$$D < 1,5, \text{відповідно } R_{q \min} = 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} \text{ (за табл. 2 ДБН В. 2.6 –}$$

31:2021)

Опір теплопередачі R_Σ обраної однорідної непрозорої конструкції огородження розраховується за такою формулою:

$$R_\Sigma = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3} =$$

$$R_\Sigma = \frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{58} + \frac{0,15}{0,062} + \frac{0,001}{58} + \frac{1}{23} = 2,57 > 2,2 - \text{Умова виконується}$$

$$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}; \alpha_3 = 23 \text{ Вт/м} \cdot \text{К} \text{ (за дод. Е при } \frac{h}{b} < 0,3)$$

Згідно з типорозмірним рядом обраного виробника, для огорожувальної конструкції стіни приймаємо наступні характеристики:

Товщина визначеної стінової панелі=150мм.;

Розрахункова вага визначеної панелі = $22,4 \text{ кг/м}^2$;

Підібрані габаритні розміри визначених панелей 12x1,2м;

**Розрахунково-конструктивна частина
(підземна частина)**

2.1 Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчика

Найменування ґрунтів	Номер свердловини і потужність шару, м			
	1	2	3	4
Рослинно-ґрунтовий шар	1,2	0,6	0,8	0,7
Суглинок коричневий	3,4	5,1	4,2	3,9
Суглинок сірий	6,7	6,8	7,5	7,1
Пісок сірий середньої крупності	8,7	6,3	7,4	8,2
Глибина залягання води	5,0	5,0	5,0	5,0
Відмітка гирла свердловини				

Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Умов. позн.	Од. вимір.	Номер шару			
			1	2	3	4
Щільність	γ	$\text{кН}/\text{м}^3$	16,5	19,2	21,0	20,0
Щільність часток	γ_s	$\text{кН}/\text{м}^3$	—	27,0	27,3	26,5
Природна вологість	W	Ед.	—	0,15	0,21	0,25
Вологість на межі текучості	W_L	Ед.	—	0,27	0,32	—
Вологість на межі пластичності	W_P	Ед.	—	0,11	0,18	—
Кут внутрішнього тертя	φ	Град	—	22	21	35
Питоме зчеплення	C	кПа	—	35	37	1
Модуль деформації	E	МПа	—	24	30	33

Навантаження на сталеві колони

Колона	Комбінація			
	1		2	
	N, MH	$M, \text{MH} \cdot \text{м}$	N, MH	$M, \text{MH} \cdot \text{м}$
K1	2,92	0,39	1,09	0,87

2.2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Класифікаційні показники ґрунтів

Для визначення ступені доцільності ґрунтів, які складають основу, для використання у якості несучих шарів під фундаменти визначаємо класифікуючі показники ґрунтів.

Піщані ґрунти розрізняють за такими показниками як щільність складання ґрунту e та ступінь вологості S_r .

Глинисті ґрунти класифікують показником текучості I_L .

Розрахунки характеристик ґрунтів робимо за даними першої свердловини

Другий шар – суглинок коричневий.

Показник текучості – консистенція глинистого ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_L}{W_P - W_L},$$

де W – природна вологість;

W_L - вологість на межі текучості;

W_P - вологість на межі пластичності.

$$I_L = \frac{0,15 - 0,27}{0,111 - 0,27} = -0,7$$

Конфіцієнт пористості – відношення об'єму пор до об'єму мінеральних часток ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1,$$

де ρ_s – щільність часток ґрунту, т/м³;

W - природна вологість;

ρ – щільність ґрунту.

$$e = \frac{27(1 + 0,15)}{19,2} - 1 = 0,62.$$

Ступінь вологості – відношення природної вологості до вологості при повному водонасиченні ґрунту:

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w},$$

ρ_s - щільність часток ґрунту, кН/м^3 ;

ρ_w – щільність води, $\rho_w = 10 \text{ кН/м}^3$.

$$S_r = \frac{0,15 \cdot 27}{0,62 \cdot 10} = 0,62..$$

За цими показниками другий шар – суглинок твердий, може служити основою під фундамент

Третій шар – суглинок сірий.

Показник текучості – консистенція глинистого ґрунту:

$$I_L = \frac{0,21 - 0,32}{0,18 - 0,32} = -0,52$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{27,3(1 + 0,21)}{21} - 1 = 0,57.$$

Ступінь вологості:

$$S_r = \frac{0,21 \cdot 27,3}{0,57 \cdot 10} = 1,0.$$

За цими показником третій шар – суглинок твердий, може служити основою під фундамент.

Четвертий шар – пісок середньої крупності.

Коефіцієнт пористості :

$$e = \frac{26,5(1 + 0,25)}{20} - 1 = 0,66.$$

Ступінь вологості :

$$S_r = \frac{0,25 \cdot 26,5}{0,66 \cdot 10} = 1,0.$$

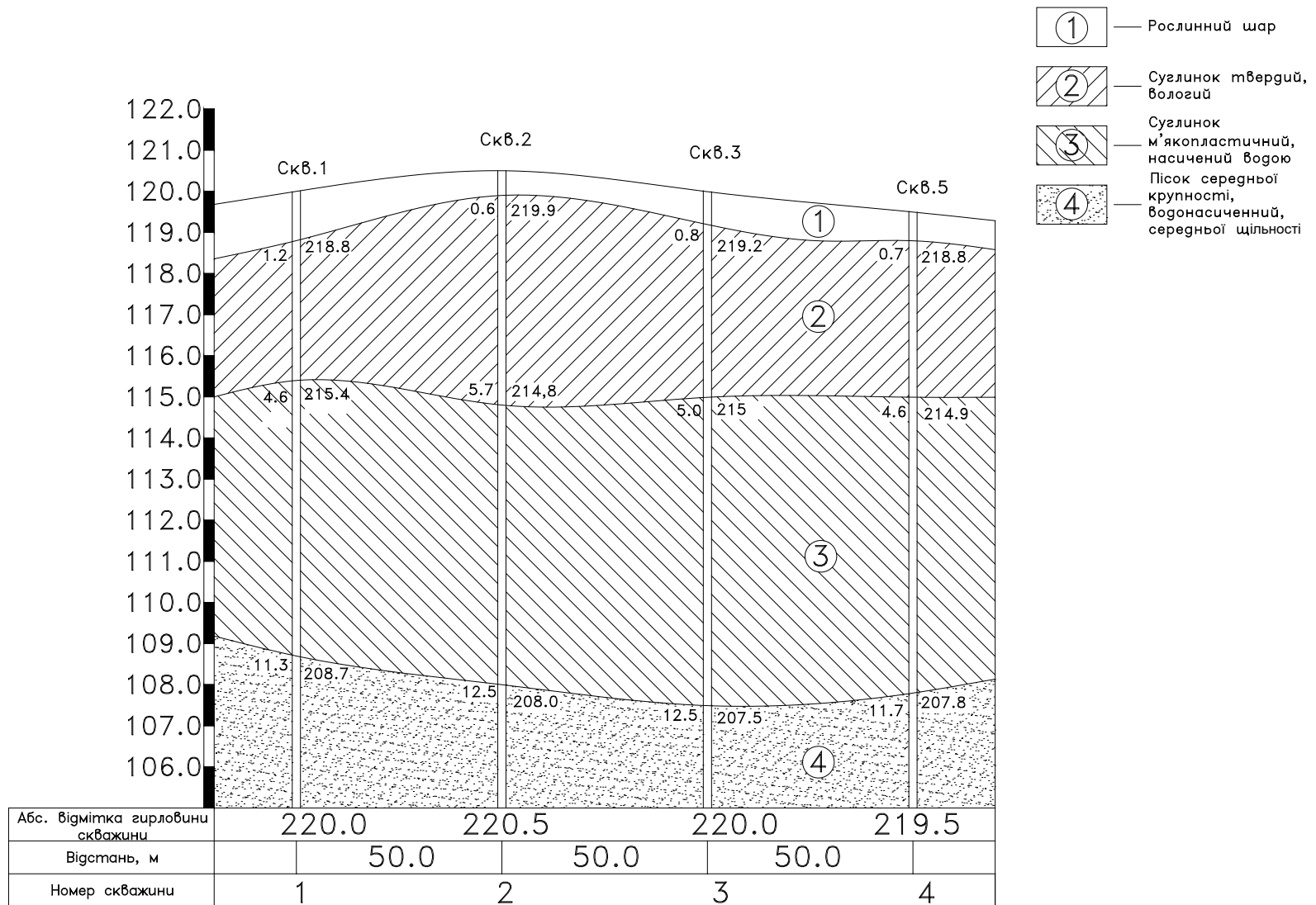
Визначаємо третій шар як пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою. Такий ґрунт придатний в якості основи фундаменту.

На підставі отриманих даних заповнюємо таблицю

Аналіз умов інженерно-геологічних умов будівельної площадки

№	Найменування ґрунту	Щільність складання	Ступінь вологості	Число пластичності	Консистенція	Висновок
1	Рослинний шар	—	—	—	—	В якості основи фундаменту не придатний
2	Суглинок коричневий	0,62	0,62	0,16	-0,75	Суглинок твердий, вологий, придатний в якості основи фундаменту
3	Суглинок сірий	0,57	1,0	0,14	-0,52	Суглинок твердий, насичений водою, в якості основи фундаменту не придатний
4	Пісок середньої щільності	0,66	1,0	—	—	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, придатний в якості основи фундаменту

Інженерно-геологічний розріз



2.3 Проектування фундаменту під колону

Визначення глибини закладання фундаменту колони

1. Будівля проектується без підвалу, глибину закладання фундаменту визначається від поверхні природного рельєфу.

3. З розрахунку повного спирання на другий геологічний шар приймаємо глибину закладання 2,5м.

Визначення розмірів підшви фундаменту

Фундамент проектуємо залізобетонний жорсткий.

Приймаємо відношення розмірів підшви фундаменту:

$$\eta = \frac{l}{b} = 1.4$$
$$b = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}}$$

Де: N – навантаження, МН (більше значення з двох поєднань).

γ_{mf} – середня вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, $\gamma_{mf} = 20 \text{ кН/м}^3$

d – глибина закладання, d=2,5 м

q – навантаження на підлогу, $q = 20 \text{ кН/м}^2$

R – розрахунковий супротив ґрунту на глибині закладання.

З розрахункових поєднань зусиль приймаємо наступні поєднання внутрішніх зусиль основи колони:

$$\begin{array}{l} 1 \{ N_1 = -298.05 \text{ т} \quad M_1 = 222.41 \text{ т} \cdot \text{м} \quad Q_1 = 6.26 \text{ т} \\ 2 \{ N_1 = -298.46 \text{ т} \quad M_1 = 176.47 \text{ т} \cdot \text{м} \quad Q_1 = 11.93 \text{ т} \end{array}$$

Приведемо зусилля до підшви фундаменту:

$$\begin{array}{l} 1 \{ M = M_1 + Q_1 \cdot d = 222.41 + 6.26 \cdot 2.5 = 231.8 \text{ т} \cdot \text{м} = 2.32 \text{ МНм} \\ 2 \{ M = M_1 + Q_1 \cdot d = 176.47 + 11.93 \cdot 2.5 = 194.37 \text{ т} \cdot \text{м} = 1.94 \text{ МНм} \end{array}$$

$$\begin{cases} 1 \{ N = -2,98 \text{ МН} & M = 2,32 \text{ МНм} \\ 2 \{ N = -2,98 \text{ МН} & M = 1,94 \text{ МНм} \end{cases}$$

Приймаємо умовне значення супротиву $R_0 = 0,28 \text{ МПа}$

$$b_0 = \sqrt{\frac{2,98 \cdot 1000}{1,4(280 - 20 \cdot 2,5 - 20)}} = 3,18 \text{ м}$$

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

$$\gamma_{c2} = k = k_z = 1, d_b = 0$$

$\gamma_{c1} = 1,25$ – табл.Е7, ДБН В.2.1-10-2009

$$\gamma' = \frac{\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)}{d} = \frac{19,1 \cdot 2,2 + 17,2 \cdot 0,3}{2,5} = 18,87 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

Для $\varphi_2 = 22^\circ$ – $M_\gamma = 0,56$ $M_q = 3,24$ $M_c = 5,84$

$$d = d_1 = 2,5 \text{ м} \quad d_b = 0$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,61 \cdot 1 \cdot 3,18 \cdot 19,2 + 3,44 \cdot 1,5 \cdot 16 + 6,04 \cdot 35 = 414,0 \text{ МПа})$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{2,98 \cdot 1000}{1,4(414 - 20 \cdot 2,5 - 20)}} = 2,49 \text{ м}$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,56 \cdot 1 \cdot 2,49 \cdot 27,3 + 3,24 \cdot 2,5 \cdot 18,87 + 5,84 \cdot 25 = 403,87 \text{ МПа})$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{2,98 \cdot 1000}{1,4(403,87 - 20 \cdot 2,5 - 20)}} = 2,52 \text{ м}$$

Розбіжність між b_2 и b_1 , R_1 и R_2 меньше 10%, тогда принимаем:

$$b = 2,52 \text{ м} \quad R = 403,87 \text{ МПа} \quad l = 1,4 \cdot b = 3,52 \text{ м} \quad 1,2R = 484,64 \text{ МПа}$$

Перевірка крайових зусиль:

$$P_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d_1 + q + \frac{6M}{b \cdot l^2} \leq 1,2R$$

$$P_{\min,1} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d_1 + q - \frac{6M}{b \cdot l^2} \geq 0$$

$$P_{\text{ср}} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d_1 + q < R_2$$

Виконуємо перевірки по двом поєднанням:

$$P_{min,1} = \frac{N_1}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d_1 + q - \frac{6M_1}{b \cdot l^2} \geq 0$$

$$P_{min,1} = \frac{2985}{2.52 \cdot 3.52} + 20 \cdot 2.5 + 20 - \frac{6 \cdot 2320}{2.52 \cdot 3.52^2} = 68,74 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} > 0$$

Перевіримо фундамент на максимальний тиск:

$$P_{max,1} = \frac{N_1}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d_1 + q + \frac{6M_1}{b \cdot l^2} \leq 1.2R_2$$

$$P_{max,1} = \frac{2985}{2.52 \cdot 3.52} + 20 \cdot 2.5 + 20 + \frac{6 \cdot 2320}{2.52 \cdot 3.52^2} = 960.37 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} > 484,64 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Приймаємо $b = 3000$ мм и $l = 4800$ мм

$$P_{max,1} = \frac{2000}{3.0 \cdot 4.8} + 20 \cdot 2.5 + 20 + \frac{6 \cdot 390}{3.0 \cdot 4.8^2} = 478.68 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 484,64 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Перевіримо тиск при другому навантаженні:

$$N_2 = 2980 \text{ кН}; M_2 = 1940 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

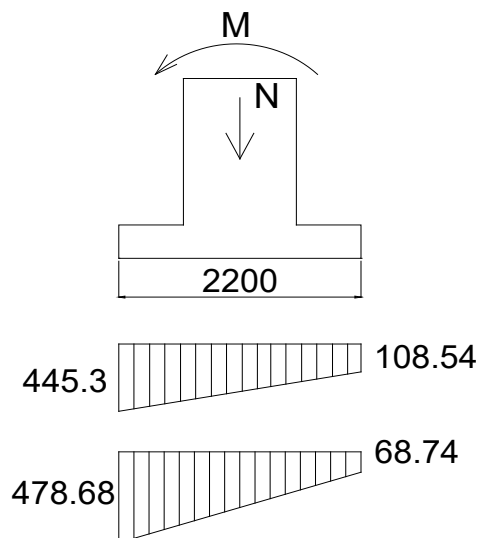
$$P_{cp,2} = \frac{2980}{3.0 \cdot 4.8} + 20 \cdot 2.5 + 20 = 276.94 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 414 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{min,2} = \frac{2980}{3.0 \cdot 4.8} + 20 \cdot 2.5 + 20 - \frac{6 \cdot 1940}{3.0 \cdot 4.8^2} = 108.54 > 0$$

$$P_{max,2} = \frac{2980}{3.0 \cdot 4.8} + 20 \cdot 2.5 + 20 + \frac{6 \cdot 1940}{3.0 \cdot 4.8^2} = 445.3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 484,64 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Умови виконані.

Для наступних розрахунків приймаємо $b = 3000$ мм и $l = 4800$ мм



2.4 Визначення осадки фундаменту методом пошарового підсумовування

Згідно з додатком Д ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти»: Осідання окремо розташованого фундаменту з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору (7.6.8) методом пошарового підсумовування обчислюють за формулою:

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

де β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту (Д.2);

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

n - кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;

$\sigma_{zy,i}$ - середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вибитого з котловану, в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви, на глибині z від підшви фундаменту;

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

$E_{e,i}$ - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності);

E_i і $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі.

При розрахунках осадки фундаментів, які виконуються в котлованах глибиною менше 5м другий додаток не враховується.

Умова можливості застосування даного методу:

$$P_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d_1 + q < R_2$$

$$p_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d_1 + q = \frac{2980}{3.0 \cdot 4.8} + 20 \cdot 2.5 + 20 = 276.94 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 414 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Умова виконується

Напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{g0} = \gamma \cdot d = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (d - h_1) = 16,5 \cdot 1,2 + 19,2 \cdot 0,3 = 25,56 \text{ кН/м}^2$$

Розділяємо товщу ґрунту на шари $h_{эл} \leq 0,4b = 1,2 \text{ м}$

Приймаємо $h_{эл} = 0,88 \text{ м}$

Вертикальні напруження від ваги ґрунту σ_{zg} на глибині z :

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

На поверхні ґрунту:

$$\sigma_{zg} = 0$$

$$0,2\sigma_{zg} = 0$$

На рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg} = 25,56 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg} = 5,11 \text{ кПа};$$

На границі другого та третього шарів:

$$\sigma_{zg1} = 16,5 \cdot 1,2 + 19,2 \cdot 3,4 = 85,08 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg1} = 17,02 \text{ кПа};$$

На границі третього та четвертого шарів:

$$\sigma_{zg2} = 85,08 + 21,0 \cdot 6,7 = 225,78 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg2} = 45,16 \text{ кПа};$$

Вертикальні напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} на глибині z

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$$

α - коефіцієнт, що приймають за таблицею Д. 1 ДБН В.2.1-10-2009 в залежності від відносної глибини до ширини фундаменту, яка дорівнює $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$;

p - середній тиск під підшвою фундаменту

Нижню границю стиснутої товщі основи приймаємо на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$, де $k = 0,2$.

$\sigma'_{zg,0}$ - вертикальне напруження від власної маси ґрунту на рівні підшви фундаменту, $\sigma'_{zg,0} = \gamma \cdot d_n$,

де d_n - глибина закладання підшви фундаменту відносно рівня природного рельєфу.

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2}$$

Порівнюємо отримане осідання з граничними за нормами:

$$S = 3,5 \text{ см} \leq S_u = 15 \text{ см}$$

Таблица – Розрахунок осадки

№ слоя	$Z, м$	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp, cp}$	$\zeta_{\kappa} = \frac{2 \cdot z}{B_{\kappa}}$	α_{κ}	$\sigma_{z\gamma} = \alpha_{\kappa} \cdot \sigma'_{zg, 0}$ кПа	$\sigma_{z\gamma, cp}$	$E_i, кПа$	$0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp, i, cp} - \sigma_{z\gamma, cp}) \cdot h_i}{E_i}$	$S_i, см$
0	0	0,0	1,000	276,94		0,00	1,000	25,56				
1	0,6	0,4	0,974	269,7	273,34	0,3	0,980	25,1	25,31	17000	0,0070	0,7003
2	1,2	0,8	0,857	237,3	253,54	0,6	0,915	23,4	24,22	17000	0,0065	0,6475
3	1,8	1,2	0,700	193,9	215,60	0,9	0,818	20,9	22,15	17000	0,0055	0,5462
4	2,4	1,6	0,555	153,7	173,78	1,2	0,700	17,9	19,39	19000	0,0039	0,3900
5	3	2,0	0,439	121,4	137,57	1,5	0,591	15,1	16,49	19000	0,0031	0,3059
6	3,6	2,4	0,350	96,8	109,11	1,8	0,497	12,7	13,90	19000	0,0024	0,2405
7	4,2	2,8	0,282	78,1	87,44	2,1	0,333	8,5	10,60	19000	0,0019	0,1941
8	4,8	3,2	0,231	63,8	70,97	2,4	0,350	8,9	8,72	19000	0,0016	0,1572
9	5,4	3,6	0,191	52,9	58,37	2,7	0,299	7,6	8,29	19000	0,0013	0,1265
10	6	4,0	0,161	44,4	48,67	3,0	0,256	6,5	7,09	19000	0,0011	0,1050
11	6,6	4,4	0,137	37,8	41,13	3,3	0,221	5,6	6,09	19000	0,0009	0,0885

$$\sum_1^{11} S_i = 3,50 \text{ см}$$

2.5 Конструювання фундаменту

З умови міцності:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A_{\text{гр}}} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$A_{\text{гр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2920}{24 \cdot 0,8} = 104,2 \text{ см}^2$$

З розрахунку опорної плити бази колони:

$$L_{\text{пк}} = 2500 + 2 \cdot 100 = 2800 \text{ мм}$$

$$B_{\text{пк}} = 438 + 2 \cdot 100 = 638 \text{ мм}$$

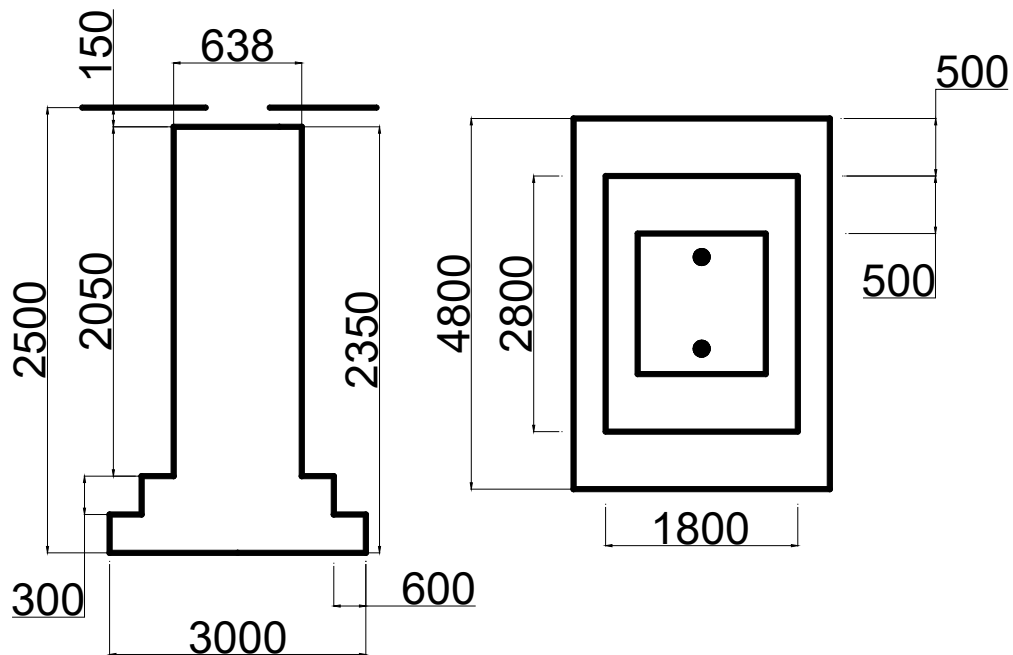


Рисунок 2.1 – Конструкція фундаменту

Висота ступеня $h_{\text{ст}} = 300 \text{ мм}$

Відношення довжини до висоти ступені $\kappa_c = \frac{l_i}{h_i}$, $1,5 \leq \kappa_c \leq 3$

Приймаємо $\kappa_c = 2$, тоді кількість ступенів :

$$n = \frac{b - B_{\text{пл}}}{2 \cdot \kappa_c \cdot h_{\text{ст}}} = \frac{3000 - 638}{2 \cdot 2 \cdot 300} = 1,97 \approx 2 \text{ ступені}$$

Виліт ступені $c_1 = \frac{b - B_{\text{пл}}}{2 \cdot n} = \frac{3000 - 638}{4} = 590,5 \text{ мм}$

Розрахуємо фундамент по другому напрямленні:

Висота ступеня $h_{\text{ст}} = 300 \text{ мм}$

Відношення довжини до висоти ступені $\kappa_c = 2$:

$$n = \frac{l - l_{\text{ус}}}{2 \cdot \kappa_c \cdot h_{\text{ст}}} = \frac{4800 - 2800}{2 \cdot 2 \cdot 300} = 1,67 \approx 2 \text{ ступени}$$

$$\text{Виліт ступені } c_2 = \frac{l-l_{\text{ус}}}{2 \cdot n} = \frac{4800-2800}{4} = 500 \text{ мм}$$

$$\text{Висота фундаменту } h_{\phi} = d_{\phi} - 150 \text{ мм} = 2350 \text{ мм.}$$

$$\text{Товщина захисного шару } a = 35 \text{ мм.}$$

Висота підколонику:

$$h_{\phi} - h_{\text{ст}} = 2350 - 600 = 1950 \text{ мм}$$

Бетонна підготовка: матеріал – бетон класу С12/15; товщина – 100 мм.

Розрахунок фундаменту на продавлення

$$\text{Основна умова: } F \leq R_{bt} u_m h_0,$$

де F – розрахункове продавлююче зусилля;

R_{bt} – розрахунковий супротив бетону на розтягнення;

U_m – периметр піраміди продавлення;

H_0 – робоча висота розрахункового перерізу

Для нижнього виступу.

$$\begin{aligned} U_m &= 2(B_{\text{пк}} + 2c_1) + 2h_{01} + 2(L_{\text{пк}} + 2c_2) + 2h_{01} = \\ &= 2\{(638 + 2 \cdot 590,5) + (2800 + 1000) + 2 \cdot 265\} = 12\,298 \text{ мм} \\ A_{\text{пр}} &= b \cdot l - ((B_{\text{пк}} + 2c_1) + 2h_{01})(L_{\text{пк}} + 2c_2) + 2h_{01} = \\ &= 3 \cdot 4,8 - ((0,638 + 1,181) + 2 \cdot 0,265) \times ((2,8 + 1,0) + 2 \cdot 0,265) = \\ &= 4,23 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

$A_{\text{пр}}$ – площа піраміди продавлення

$$\begin{aligned} F &= P_{\text{ср}} \cdot A_{\text{пр}} = 276,94 \cdot 4,23 = 1\,171,13 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \\ R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0 &= 750 \cdot 12,298 \cdot 0,265 = 2\,444,23 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \\ F &\leq R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0 \\ 1\,171,13 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 &< 2\,444,23 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 - \text{умова виконана.} \end{aligned}$$

Для підколонику

$$\begin{aligned} h_{02} &= h_{01} + h_{\text{ст}} = 565 \text{ мм} \\ U_m &= 2B_{\text{пк}} + 2h_{02} + 2L_{\text{пк}} + 2h_{02} = 2\{0,638 + 2,8 + 2 \cdot 0,565\} = 9,136 \text{ м} \\ A_{\text{пр}} &= b \cdot l - (B_{\text{пк}} + 2h_{02})(L_{\text{пк}} + 2h_{02}) = \\ &= 3 \cdot 4,8 - (0,638 + 2 \cdot 0,565) \times (2,8 + 2 \cdot 0,565) = 7,45 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

$A_{\text{пр}}$ – площа піраміди продавлення

$$F = P_{\text{ср}} \cdot A_{\text{пр}} = 276,94 \cdot 7,45 = 2\,063,69 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0 = 750 \cdot 9,136 \cdot 0,565 = 3\,871,88 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$F \leq R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0$$

$2\,063,69 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 < 3\,871,88 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$ – умова виконана.

Розрахунок армування плитної частини фундаменту

Товщина захисного шару бетону дорівнює 35 мм.

Знайдемо діючі моменти для площі дії моменту:

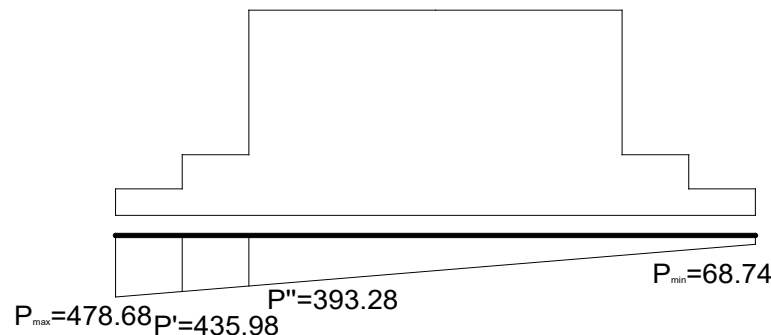


Рис. 2.2 Епюра тиску по граням ступенів

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{\text{max}} - p_{c1}) \cdot c_1^2 b}{2} \cdot \frac{2}{3}$$

$$M_{I-I} = \frac{435,98 \cdot 3 \cdot 0,5^2}{2} + \frac{(478,68 - 435,98) \cdot 0,5^2 \cdot 3}{2} \cdot \frac{2}{3} = 174,17 \text{ кНм}$$

де p'_{max} – максимальний розрахунковий тиск під подошвою фундаменту;

p_{c1} – розрахунковий тиск під подошвою фундаменту в перерізі I – I;

b – ширина подошви фундаменту;

c_1 – виліт нижньої ступені відносно тієї, що вище.

У другому виступі:

$$M_{II-II} = \frac{p_{c2} b \cdot (c_1 + c_2)^2}{2} + \frac{(p'_{\text{max}} - p_{c2}) \cdot (c_1 + c_2)^2 b}{3} =$$

$$M_{II-II} = \frac{393,28 \cdot 3 \cdot (0,5 \cdot 2)^2}{2} + \frac{(478,68 - 393,28) \cdot (0,5 \cdot 2)^2 \cdot 3}{3} = 675,32 \text{ кНм}$$

де c_2 – виліт другої ступені відносно підколонника.

Переріз робочої арматури на всю ширину фундаменту вираховують так:

- для першого виступа (переріз I – I):

$$A_{sI} = \frac{M_{I-I}}{0.9h_{01}R_s} = \frac{174,17}{0.9 \cdot 0.265 \cdot 365\,000} = 0.002 \text{ м}^2 = 20 \text{ см}^2$$

- для другої ступені (переріз II - II):

$$A_{sII} = \frac{M_{II-II}}{0.9h_{02}R_s} = \frac{675,32}{0.9 \cdot 0.565 \cdot 365\,000} = 0.0036 \text{ м}^2 = 36,39 \text{ см}^2$$

де R_s – розрахунковий супротив арматури розтягненню.

Приймаємо максимальну площу арматури.

Необхідна кількість стрижнів:

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{3000}{200} + 1 = 16 \text{ шт.}$$

де S – шаг арматури.

Остаточно приймаємо 16 стрижнів $\emptyset 18$, $A_s = 40,72 \text{ см}^2 > 36,39 \text{ см}^2$

Армування також необхідно розраховувати і вздовж другого напрямку фундаменту:

$$M_I = \frac{P_{\text{ср}} \cdot c_2^2 \cdot l}{2} = \frac{276,94 \cdot 0.591^2 \cdot 4,8}{2} = 232,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$M_{II} = \frac{P_{\text{ср}} \cdot (2 \cdot c_2)^2 \cdot l}{2} = \frac{276,94 \cdot (2 \cdot 0.591)^2 \cdot 4,8}{2} = 928,61 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$A_{II} = \frac{M_{II}}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{928,61}{0.9 \cdot 0.565 \cdot 365\,000} = 0.005 \text{ м}^2 = 50.03 \text{ мм}^2$$

Необхідна кількість стрижнів:

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{4800}{200} + 1 = 25 \text{ шт.}$$

де S – шаг арматури.

Остаточно приймаємо 25 стрижнів $\emptyset 16$, $A_s = 50,28 \text{ см}^2 > 50,03 \text{ см}^2$

Розрахунково-конструктивна частина
(надземна частина)

2.6 Компонування поперечної рами сталевого каркаса

Вихідні дані. Проліт будівлі $l=24$ м, довжина будівлі $L=252$ м, крок колон $B_k=12$ м, крок кроквяних ферм $B_\phi=12$ м, відмітка головки рейки м, вантажопідйомність кранів $Q=80/20$ т, режим роботи 5К. Місце будівництва — м. Харків.

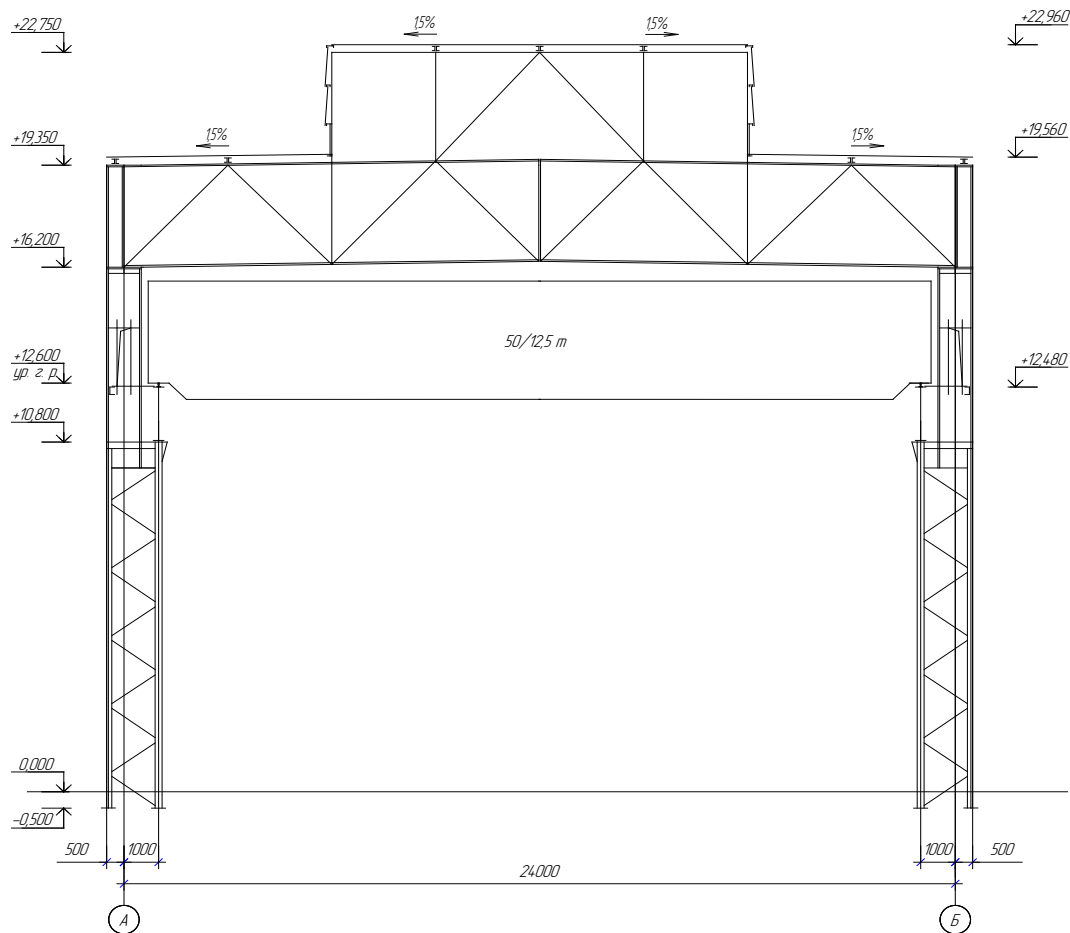


Рис. 2.3 Схема компоновки рами каркасу

Висота від рівня головки рейки до нижньої частини кроквяних ферм, H_2 ,

мм

$$H_2 = (H_{cr} + 100) + a = (3150 + 100) + 300 = 3550 \text{ мм}$$

де $H_{cr} = 3150$ мм – габаритний розмір крана з найбільшою вантажопідйомністю, $a=300$ мм – зазор, що враховує прогин ферми.

Приймаємо $H_2=3600$ мм, що кратно 200 мм.

Висота цеху, мм

$$H_0 = H_1 + H_2 = 12000 + 3600 = 15600.$$

Приймаємо $H_0=16200$ мм, що кратно 1,8 м.

Уточнюємо позначку головки рейки, мм

$$H_1 = 16200 - 3600 = 12600$$

Повна висота колони, мм

$$H = H_0 + H_b = 16200 + 500 = 16700$$

де $H_b = 500$ мм – заглиблення колони.

Розмір верхньої частини колони, мм

$$H_B = h_{ПБ} + h_{кр} + H_2 = 1650 + 120 + 3600 = 5370$$

де $h_{ПБ} = 1650$ мм – висота типової підкранової балки прольотом 12 м,

$h_{кр} = 120$ мм – висота підкранової рейки КР-70.

Приймаємо $H_B = 5400$ мм, що кратно 200 мм.

Розмір нижньої частини колони, мм

$$H_H = H - H_B = 16700 - 5400 = 11300$$

Розміри по горизонталі.

Висота перерізу верхньої частини колони, мм

$$h_B \geq H_B / 12 = 5400 / 12 = 450 \text{ мм.}$$

Приймаємо з урахуванням влаштування проходу в колоні $h_B = 1000$ мм.

Відстань від осі колони до осі підкранової балки, мм

$$\lambda_1 \geq B_1 + (h_B - h_0) + 75 = 300 + (1000 - 500) + 75 = 875 \text{ мм,}$$

де $B_1 = 400$ мм – виступ крана,

$h_0 = 500$ мм – прив'язка колони до розбивочної осі.

Приймаємо $\lambda_1 = 1000$ мм, що кратно 250 мм.

Висота перерізу нижньої частини, мм

$$h_H = \lambda_1 + h_0 = 1000 + 500 = 1500 \text{ мм.}$$

2.7 Визначення навантаження на поперечну раму

2.7.1 Постійні навантаження

Навантаження на ригель від ваги конструкцій перекриття та покрівлі

№ п/ п	Склад покрівлі	Характеристичне значення навантаження, кН/м^2	Для другої групи граничних станів		Для першої групи граничних станів	
			γ_{fe}	Експлуатаційне. Навантаження $g_e, \text{кН/м}^2$	γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження $g_m, \text{кН/м}^2$
1	1 шар рулонного покрівельного матеріалу	0,05	1,0	0,05	1,3	0,065
2	2 шари пароізоляції ROCKWOOL	0,1	1,0	0,1	1,2	0,12
3	Теплоізоляція товщиною 100 мм з перлітопластбетону	0,15	1,0	0,15	1,2	0,18
4	Акваізол	0,05	1,0	0,05	1,2	0,06
5	Профнастил Н60-845-0.8	0,12	1,0	0,12	1,05	0,126
6	Прогони гратчасті	0,18	1,0	0,18	1,05	0,189
7	Кроквяні ферми	0,24	1,0	0,24	1,05	0,252
8	В'язі	0,06	1,0	0,06	1,05	0,063
9	Ліхтар	0,12	1,0	0,12	1,05	0,126
Разом:		1,065		1,065		1,181

Інтенсивність погонного навантаження від ваги конструкцій перекриття та покрівлі, кН/м :

$$q = q_m \cdot B = 1,181 \cdot 12 = 14,17.$$

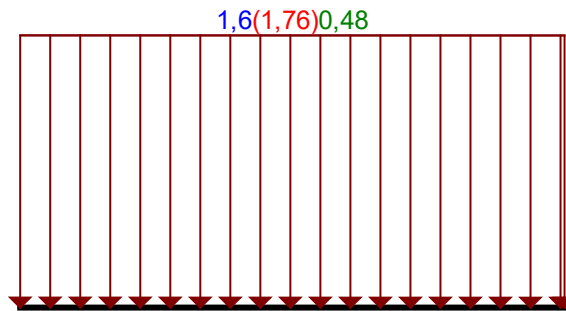
2.7.2 Змінні навантаження

Снігове навантаження

Розрахунок виконано за ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2

Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
Місцевість		
Сніговий район	5	
Характеристичне значення снігового навантаження	1,6	кПа
Висота розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря	0	км
Будівля		
		
Висота будівлі H	20	м
Ширина будівлі B	252	м
h	0,209	м
a	1	град

Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
L	24	м
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням g_{fm}	1,1	
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням g_{fe}	1	



Одиниці вимірювання : кПа

— Експлуатаційне значення
— Граничне значення

Інтенсивність погонного навантаження на ригель від ваги снігової покрівлі, кН/м:

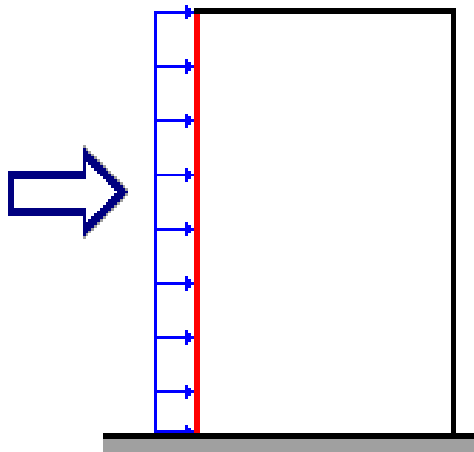
$$q_m^{CH} = S_m \cdot B \cdot \gamma_n = 1,6 \cdot 12 \cdot 1,1 = 21,12$$

Вітрове навантаження

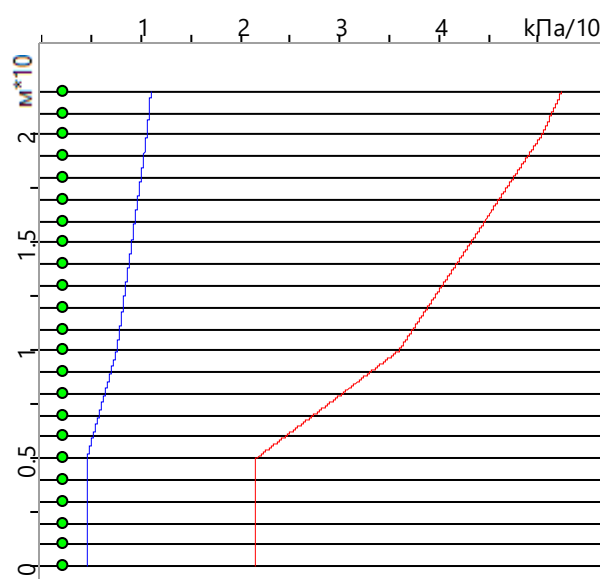
Вітрове навантаження (активний тиск)

Розрахунок виконано за ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2

Вхідні дані	
Вітровий район	2
Характеристичне значення вітрового тиску	0,45 кПа
Тип місцевості	IV - міські площі, на яких, принаймні, 15% поверхні зайнято будівлями, які мають середню висоту, що перевищує 15 м
Тип споруди	Вертикальні та відхильні від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні
Висота розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря	0 км



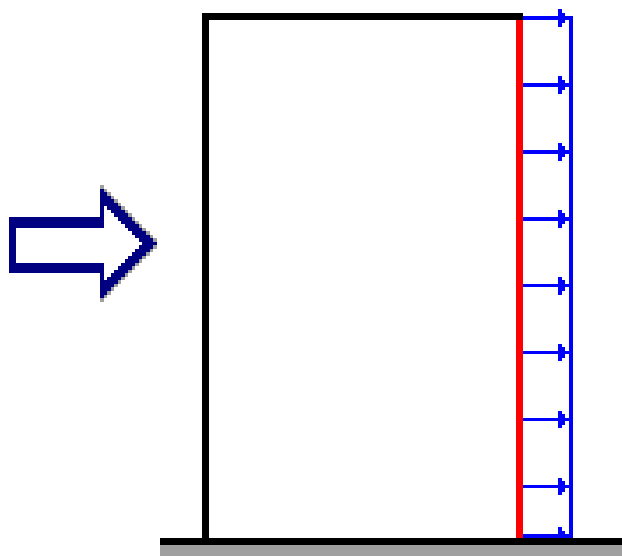
Параметри		
Поверхня		Навітряна поверхня
Крок сканування		1 м
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням γ_{fm}		1
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням γ_{fe}		0,21
Н	22	м



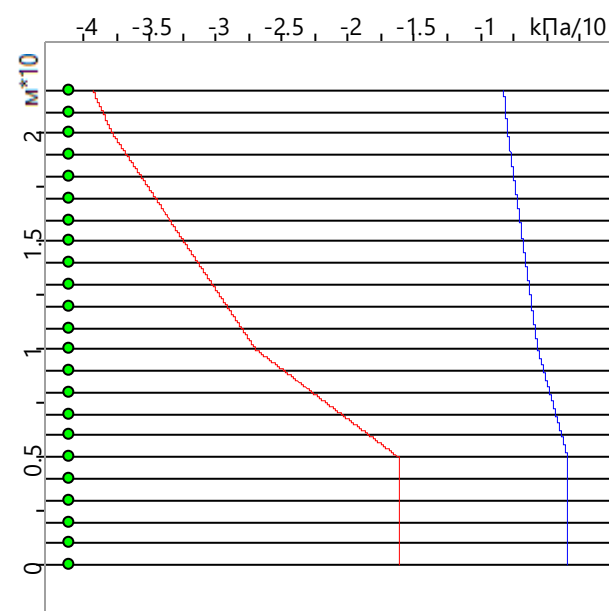
Висота (м)	Експлуатаційне значення (кПа)	Граничне значення (кПа)
0	0,045	0,216
1	0,045	0,216
2	0,045	0,216
3	0,045	0,216
4	0,045	0,216
5	0,045	0,216
6	0,051	0,245
7	0,057	0,274
8	0,064	0,302
9	0,07	0,331

Висота (м)	Експлуатаційне значення (кПа)	Граничне значення (кПа)
10	0,076	0,36
11	0,079	0,374
12	0,082	0,389
13	0,085	0,403
14	0,088	0,418
15	0,091	0,432
16	0,094	0,446
17	0,097	0,461
18	0,1	0,475
19	0,103	0,49
20	0,106	0,504
21	0,108	0,514
22	0,11	0,524

Вітрове навантаження (пасивний тиск)



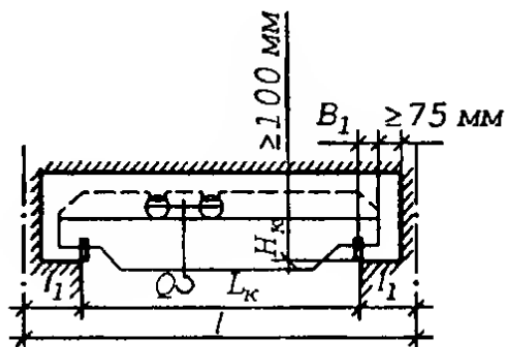
Параметри		
Поверхня		Підвітряна поверхня
Крок сканування		1 м
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням g_{fm}		1
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням g_{fe}		0,21
Н	22	м



Висота (м)	Експлуатаційне значення (кПа)	Граничне значення (кПа)
0	-0,034	-0,162
1	-0,034	-0,162
2	-0,034	-0,162
3	-0,034	-0,162
4	-0,034	-0,162
5	-0,034	-0,162
6	-0,039	-0,184
7	-0,043	-0,205
8	-0,048	-0,227
9	-0,052	-0,248
10	-0,057	-0,27
11	-0,059	-0,281
12	-0,061	-0,292
13	-0,064	-0,302
14	-0,066	-0,313
15	-0,068	-0,324
16	-0,07	-0,335
17	-0,073	-0,346
18	-0,075	-0,356
19	-0,077	-0,367
20	-0,079	-0,378
21	-0,081	-0,385
22	-0,082	-0,393

2.7.3 Збір кранових навантажень

Від дії мостових кранів виникають зусилля, що діють у вертикальній та горизонтальній площині. Збір кранових навантажень виконується відповідно до п.7 ДБН В.1.2-2:20006 із зм. №1,2.



Для кранів
 $Q = 80/20$,

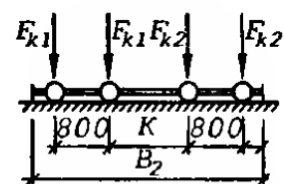


Рис.2.4 Параметри мостового крану

$G_k = 1100кН$ - власна вага крану з візком;

$G_{віз} = 380кН$ - вага візка;

$K = 4350мм$; $B_2 = 9100мм$;

$F_{k,1,max}^n = 350кН$,

$F_{k,2,max}^n = 370кН$ - максимальне характеристичне значення вертикального тиску, що передається через одне колесо моста крану.

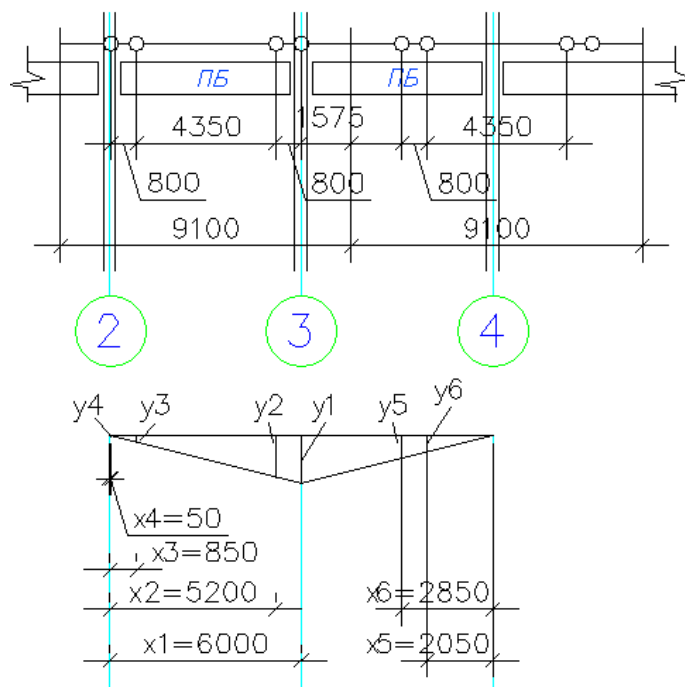


Рис.2.5 – Схема визначення вертикального кранового навантаження на раму

Із схеми розташування коліс зближених кранів для визначення ординат ліній впливу

$$x_1 = 6000 \text{ мм} = 6 \text{ м}; y_1 = 1 \text{ м};$$

$$x_2 = B - 800 = 6000 - 800 = 5200 \text{ мм} = 5.2 \text{ м}; \quad \frac{y_2}{y_1} = \frac{x_2}{x_1}; \quad y_2 = \frac{y_1 \cdot x_2}{x_1} = \frac{1 \cdot 5.2}{6} = 0.9 \text{ м}$$

$$x_3 = 6000 - 800 - 4350 = 580 \text{ мм} = 0.85 \text{ м}; \quad \frac{y_3}{y_1} = \frac{x_3}{x_1}; \quad y_3 = \frac{y_1 \cdot x_3}{x_1} = \frac{1 \cdot 0.85}{6} = 0.14 \text{ м}$$

$$x_4 = 6000 - 800 - 4350 - 800 = 50 \text{ мм} = 0.05 \text{ м}; \quad y_4 = \frac{y_1 \cdot x_4}{x_1} = \frac{1 \cdot 0.05}{6} = 0.01 \text{ м}$$

$$x_5 = 2050 \text{ мм} = 2.05 \text{ м}; \quad y_5 = \frac{y_1 \cdot x_5}{x_1} = \frac{1 \cdot 2.05}{6} = 0.34 \text{ м}$$

$$x_6 = 2850 \text{ мм} = 2.85 \text{ м}; \quad y_6 = \frac{y_1 \cdot x_6}{x_1} = \frac{1 \cdot 2.85}{6} = 0.48 \text{ м}$$

$F_2^{max} = 370 \text{ кН}$ - найбільший тиск колеса крана (за каталогом на крани).

$$F_1^{min} = \frac{Q+G}{n_0} - F_1^{max} = \frac{800+1100}{4} - 370 = 105 \text{ кН}- \text{ характеристичне значення min}$$

тиску колеса крана.

$$F_2^{max} = 350 \text{ кН}$$

$$F_2^{min} = \frac{Q+G}{n_0} - F_1^{max} = \frac{800+1100}{4} - 350 = 125 \text{ кН}$$

Характеристичне значення вертикального навантаження від дії мостового крана (min, max):

$$F_0^{max} = \sum F_i^{max} \cdot y_i = 370 \cdot (1 + 0.9 + 0.34 + 0.48) + 350 \cdot (0.14 + 0.01) \\ = 1058.9 \text{ кН}$$

$$F_0^{min} = \sum F_i^{min} \cdot y_i = 105 \cdot (1 + 0.9 + 0.34 + 0.48) + 125 \cdot (0.14 + 0.01) + \\ = 304.4 \text{ кН}$$

Розрахункове значення вертикального навантаження від дії мостового крана (min, max):

$$F_m^{max} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_0^{max} = 1.1 \cdot 0.85 \cdot 1058.9 = 990 \text{ кН}$$

$$F_m^{min} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_0^{min} = 1.1 \cdot 0.85 \cdot 304.4 = 285 \text{ кН}$$

Також на колону, передається власна вага 2-х підкранових балок, яку попередньо приймають:

$$G_{н.б.} = (3 \div 3.5\%) \cdot F_{\max} [\text{кН}], \quad \text{або} \quad G_{н.б.} = (0.03 \div 0.035) \cdot F_{\min}.$$

Тоді сумарна вертикальна опорна реакція на колону рами:

$$D^{max} = F^{max} + \frac{F^{max} \cdot 3,5}{100} = 990 + \frac{990 \cdot 3,5}{100} = 1025 \text{ кН}$$

$$D^{min} = F^{min} + \frac{F^{min} \cdot 3,5}{100} = 285 + \frac{285 \cdot 3,5}{100} = 295 \text{ кН}$$

ексцентриситет дії M мах по відношенню до розрахункової осі нижньої частини колони :

$$e_k = \frac{b_n}{2} = \frac{1250}{2} = 625 \text{ мм} = 0.625 \text{ м}$$

Розрахункові навантаження на розрахунковій схемі

$$M^{max} = D_{max} \cdot e = 1025 \cdot 0,625 = 641 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M^{min} = D_{min} \cdot e = 295 \cdot 0,625 = 184 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначення горизонтального тиску від дії крану

Навантаження на колесо визначається за формулою:

$$H_k^n = 0,1 \cdot F_{max}^n = 0,1 \cdot 370 = 37 \text{ кН}$$

$$H_{\Pi}^m = F_{fm} \cdot \psi \cdot \sum H_k^n \cdot y_i = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 37 \cdot (1 + 0,9 + 0,34 + 0,48) = 94 \text{ кН}$$

$$H_{\Pi}^m = 0,5 \cdot H_{\Pi}^m = 47 \text{ кН}$$

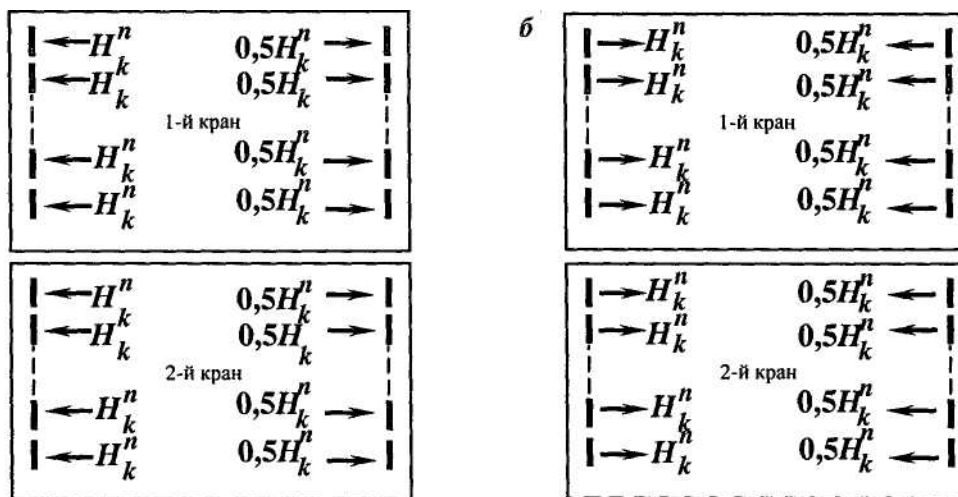


Рис. 2.6 Схема прикладення горизонтальних кранових навантажень

2.8 Попереднє визначення жорсткості елементів розрахункової схеми

Згинальна жорсткість ригеля, кНм²

$$I_{\text{риг}} = \frac{Mh}{2R_y} \cdot k \cdot k_1 \cdot k_p$$

де $k = 0,9$ (врахування нахилу поясу)

$$k_1 = 1,15 \left(\frac{A^B + A^H}{A^H} \right)$$

$k_p = 0,77 - 0,88$ (врахування заземлення на опорі)

$R_y = 24$ кН/см² – розрахунковий опір сталі С245,

$h_r = 3,15$ м – висота ригеля на опорі,

$$M = \frac{(q_{\text{пост}} + q_{\text{снiг}}) \cdot l^2}{8} = \frac{(14,17 + 21,6) \cdot 24^2}{8} = 2664 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$I_{\text{риг}} = \frac{2664 \cdot 3,15}{2 \cdot 24 \cdot 10^4} \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 0,8 = 0,018 \text{ м}^4$$

$$EI_{\text{риг}} = 2,1 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2 \cdot 0,018 \text{ м}^4 = 0,037 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Осьова жорсткість ригеля, кН

$$EA_r = \frac{4 \cdot EI_r}{h_r^2} = \frac{4 \cdot 0,037 \cdot 10^8}{3,15^2} = 1491560$$

$$\text{Для низу колони } I_2 = \frac{(N_A + 2D^{\text{max}})b_H^2}{k_2 R_y} = \frac{(450 + 2 \cdot 1040) \cdot 1,5^2}{3,5 \cdot 24 \cdot 10^4} = 0,006 \text{ м}^4$$

$$N_A = (q_{\text{сн}} + q_{\text{пост}}) \cdot \frac{L}{2} = (15 + 22) \cdot \frac{24}{2} = 450 \text{ кН}$$

$$A_2 = \frac{4I_2}{b_H^2} = \frac{4 \cdot 0,006}{1,5^2} = 0,011 \text{ м}^2$$

$$EI_2 = 2,1 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2 \cdot 0,006 \text{ м}^4 = 12,6 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$EA_2 = 2,1 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2 \cdot 0,011 = 23,1 \cdot 10^5 \text{ кН}$$

де $k_2 = 3,5$ при кроці рам 12м,

$$R_r = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{35,77 \cdot 24}{2} = 429,24 \text{ кН} - \text{опорна реакція ригеля.}$$

$$\text{Для верху колони } I_1 = \frac{I_2}{k_1} \cdot \left(\frac{b_B}{b_H} \right)^2 = \frac{0,006}{1,5} \cdot \left(\frac{1}{1,5} \right)^2 = 0,0017 \text{ м}^4$$

$$A_1 = \frac{4I_1}{b_B^2} = \frac{4 \cdot 0,0017}{1^2} = 0,007 \text{ м}^2$$

$$EI_1 = 2,1 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2 \cdot 0,0017 \text{ м}^4 = 3,6 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

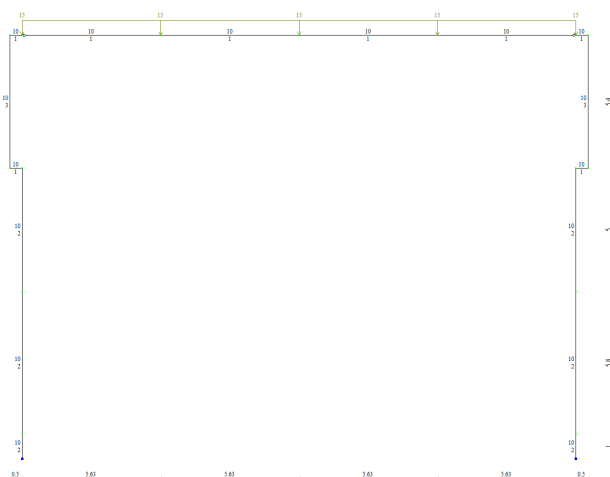
$$EA_1 = 2,1 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2 \cdot 0,007 \text{ м}^4 = 14,7 \cdot 10^5 \text{ кН}$$

2.9 Статичний розрахунок поперечної рами будівлі

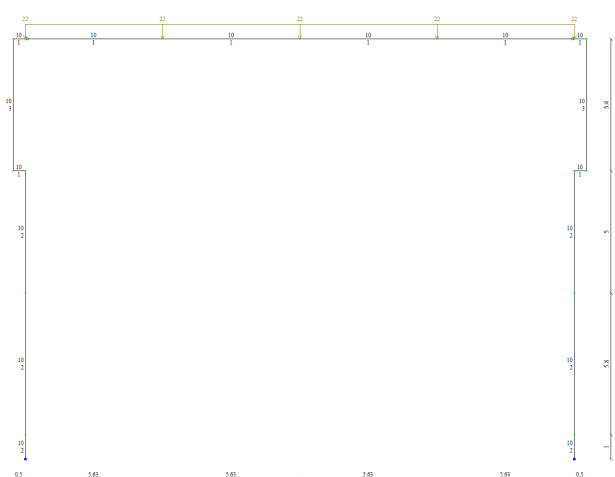
Побудова розрахункової схеми, прикладання навантажень та їх комбінацій із подальшим статичним аналізом здійснено із використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР.



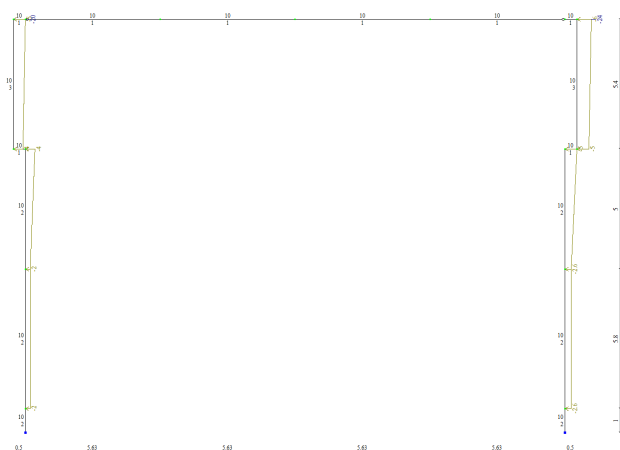
Рис. 2.7 Розрахункова схема поперечника прийнята в роботі



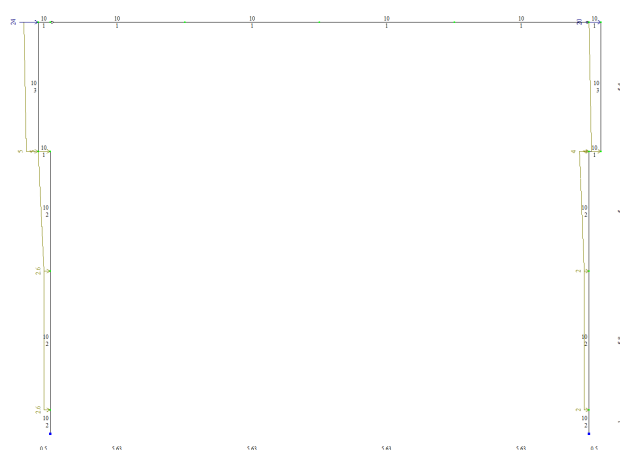
Постійне навантаження



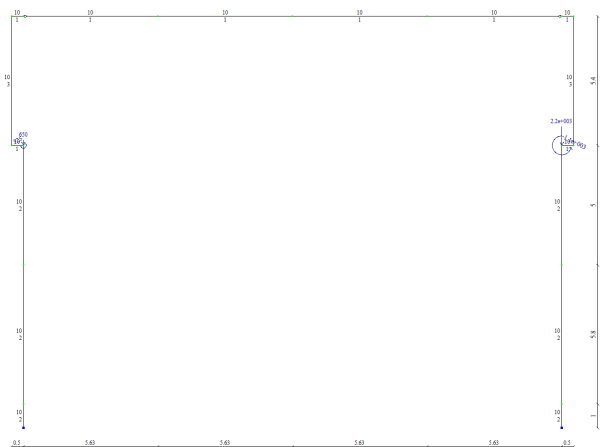
Снігове навантаження



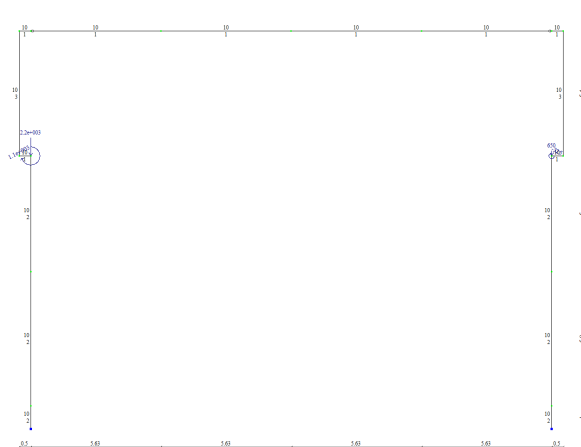
Вітер праворуч



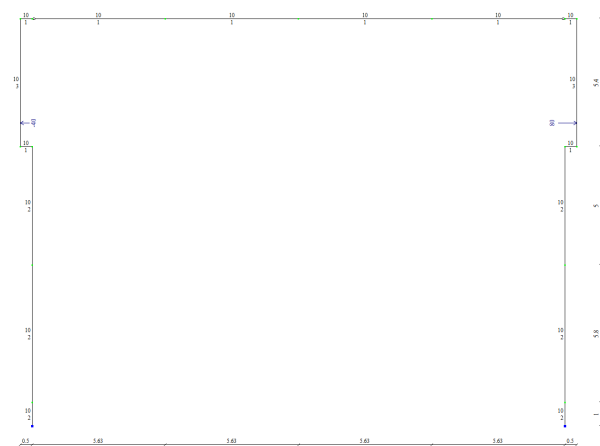
Вітер ліворуч



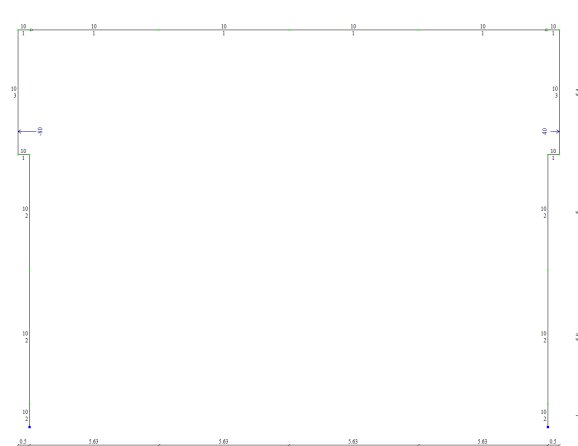
Кран праворуч



Кран ліворуч



Гальмування праворуч



Гальмування ліворуч

Рис. 2.8 Варіанти завантаження розрахункової схеми

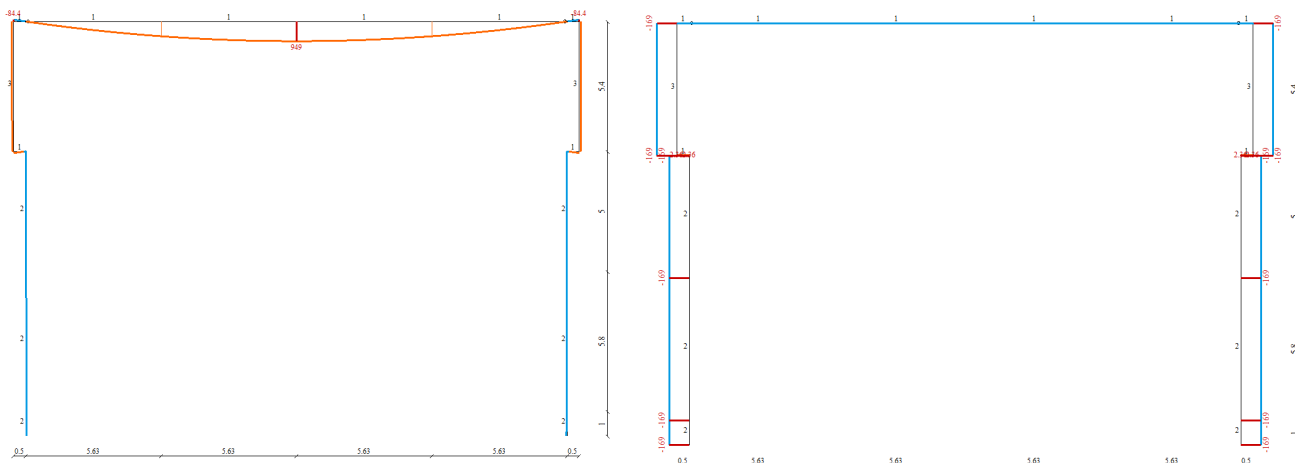


Рис. 2.11 Епюри M (кН*м) та N (кН) в елементах «Постійне навантаження»

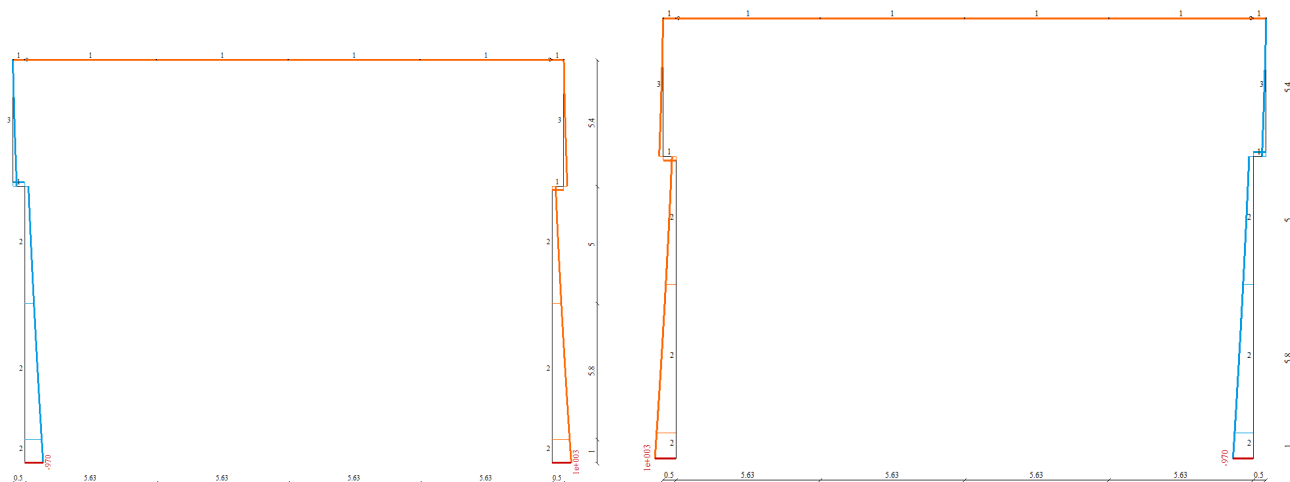


Рис.2.12 Епюри M (кН*м) в елементах «Вітер ліворуч» та «Вітер праворуч»

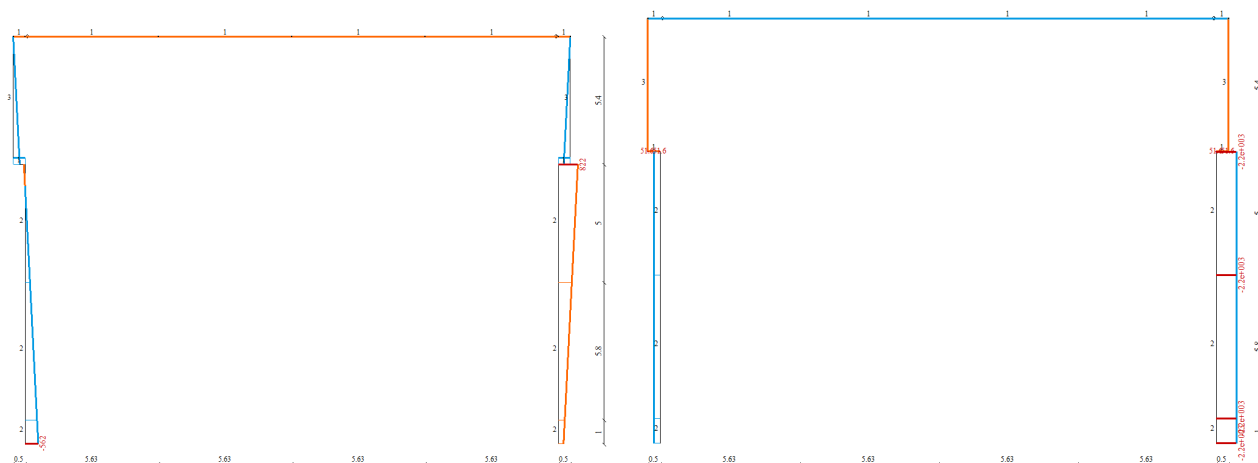


Рис.2.13 Епюри M (кН*м) та N (кН) в елементах «Кран праворуч»

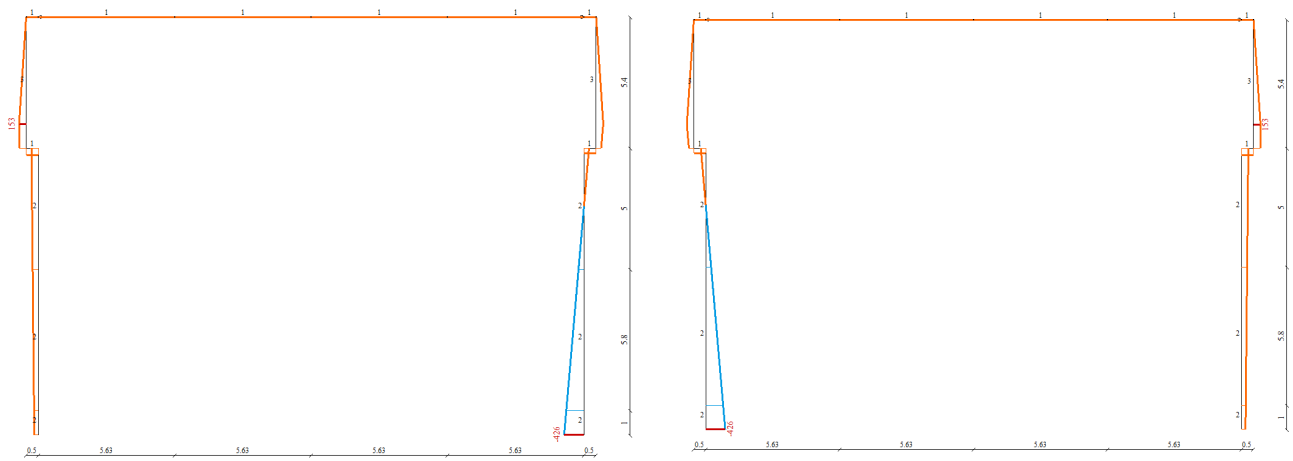


Рис.2.14 Епюри M (кН*м) в елементах «Гальмування ліворуч» та «Гальмування праворуч»

2.11 Розрахунок верхньої частини колони

Розрахункова комбінація зусиль для верхньої частини колони вибирається на підставі результатів за «Розрахунковими значеннями зусиль»

Елем	НП	КРТ	СТ	КС	Г	N, кН	MY, кН*м	QZ, кН		
8	1	2	1		A1	-550.31	156.42	5.8155	1	2
8	1	13	1		A1	-168.74	-130.33	51.461	1	3
8	1	14	1		A1	-168.74	257.92	-46.538	1	4
8	1	39	2		A1	-391.49	333.86	-38.536	1	2 4
8	1	13	2	K	B1	-391.49	-169.26	136.79	1...3	5 8
8	1	40	2	K	B1	-168.74	-493.58	88.227	1	3 5 -7
8	2	2	1		A1	-416.25	208.12	5.8155	1	2
8	2	13	2		A1	-391.49	195.74	27.793	1...3	
8	2	14	1		A1	-168.74	84.374	-16.838		1 4
8	2	13	2	K	B1	-391.49	195.74	105.46	1...3	5 -8
8	2	33	2	K	B1	-391.49	195.74	83.145	1	2 5 -7

2.12 Визначення розрахункової довжини верхньої частини колони

Розрахункова довжина визначається відповідно до ДБН В.2.6-198:2014 (п.13.3.1). Співвідношення жорсткості надкранової та підкранової частин колони, прийняте при розрахунку рами,

$$\frac{EJ_2}{EJ_1} = \frac{317000}{1426600} = 0,22$$

Розрахункові довжини для верхньої та нижньої частин колони в площині рами визначимо за формулами:

$$l_{x1} = \mu_1 \cdot l_1 \quad (l_1 = H_H = 11,3 \text{ м}),$$

$$l_{x2} = \mu_2 \cdot l_2 \quad (l_2 = H_B = 5,4 \text{ м}).$$

Коефіцієнти розрахункової довжини μ_1 и μ_2 визначимо у відповідності до параметрів:

$$n = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2} = \frac{0,22 \cdot 11,3}{5,4} = 0,46 \quad \text{и} \quad \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}} = \frac{5,4}{11,3} \sqrt{\frac{1}{0,22 \cdot 2,3}} = 0,67,$$

$$\text{где } \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{1206,437}{515,64} = 2,3.$$

$$\mu_1 = 1,84;$$

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 1,84 / 0,67 = 2,75.$$

$$l_{x1} = 1,84 \cdot 11,3 = 20,79 \text{ м},$$

$$l_{x2} = 2,75 \cdot 5,4 = 14,85 \text{ м}.$$

Розрахункова довжина із площини рами визначається за схемо в'язів як відстань між точками закріпленими від бокового випинання:

$$l_{y2} = H_B - h_{н.б.} = 5,4 - 1,65 = 3,75 \text{ м},$$

$$l_{y1} = H_H = 11,3 \text{ м}.$$

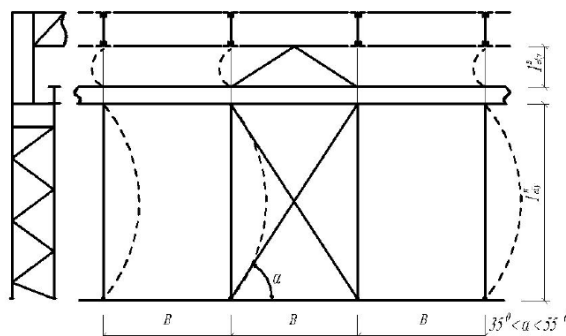


Рис.2.15 Схема зв'язків між колонами

2.13 Підбір перерізу верхньої частини колони

Переріз верхньої частини колони приймаємо у вигляді зварного двотавру висотою $h_g = 1000 \text{ мм}$.

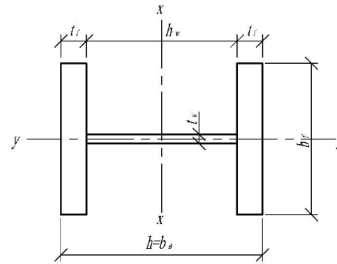


Рис. 2.16 Схема зварного перерізу верхньої частини колони

Визначимо необхідну площу перерізу за формулою $A_{\text{птр}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\phi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c}$.

Наближені значення характеристик для симетричного двотавру:

$$i_x \approx 0,42 \cdot h = 0,42 \cdot 100 = 42 \text{ см}; \quad \rho_x \approx 0,35 \cdot h = 0,35 \cdot 100 = 35 \text{ см}.$$

Умовна гнучкість

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1485}{42} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,2,$$

де $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ для сталі С245 товщиною до 20 мм.

Відносний ексцентриситет

$$m_x = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{15642,6}{550,31 \cdot 35} = 0,81.$$

Значення коефіцієнту η для двотавру коливається в межах від 1,2 до 1,7.

Приймаємо в першому наближенні $\eta = 1,4$. Тоді приведений відносний ексцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,4 \cdot 0,81 = 1,1.$$

$$\bar{\lambda}_x = 1,2 \text{ и } m_{ef} = 1,1 \quad \phi_e = 0,611.$$

$$A_{\text{нтр}} = \frac{550,31 \cdot 0,95}{0,611 \cdot 24 \cdot 1} = 35,7 \text{ см}^2.$$

Компонування перерізу

Висота стінки $h_w = h_g - 2t_f = 100 - 2 \cdot 0,9 = 98,2 \text{ см}$ (приймаємо попередньо $t_f = 0,9 \text{ см}$).

$$\text{При } 1 < m_x < 10 \text{ и } \bar{\lambda}_x < 2$$

із умови місцевої стійкості стінки

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,2^2 = 1,52$$

та потрібна товщина стінки, см

$$t_{w,nmp} = \frac{h_w \sqrt{R_y / E}}{\bar{\lambda}_{uw}} = \frac{98,2 \cdot \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)}}{1,52} = 2,21.$$

Оскільки переріз із товстою стінкою є нераціональним, приймаємо $t_w = 1$ см ($h_w / t_w = 80 \dots 120$) і включаємо до розрахункової площі перерізу колони лише стійку частину стінки, тобто дві ділянки шириною h_1 , що прилягають до полиць, см

$$h_1 = 0,4 t_w \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E / R_y} = 0,4 \cdot 1 \cdot 1,52 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 17,8.$$

Тоді потрібна площа полиці, см²

$$A_{f,nmp} = (A_{nmp} - 2 t_w h_1) / 2 = (35,7 - 2 \cdot 1 \cdot 17,8) / 2 = 0,04.$$

Приймаємо $b_f = 19$ см; $A_f = 19 \cdot 0,9 = 17,1$ см².

Стійкість полиці забезпечена, оскільки

$$\begin{aligned} b_{ef} / t_f &= \frac{19 - 1}{2 \cdot 0,9} = 10 < \left[0,36 + 0,1 \bar{\lambda}_x - 0,01 (1,5 + 0,7 \bar{\lambda}_x) m_x \right] \sqrt{E / R_y} = \\ &= \left[0,36 + 0,1 \cdot 1,2 - 0,01 (1,5 + 0,7 \cdot 1,2) 0,81 \right] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 13,5. \end{aligned}$$

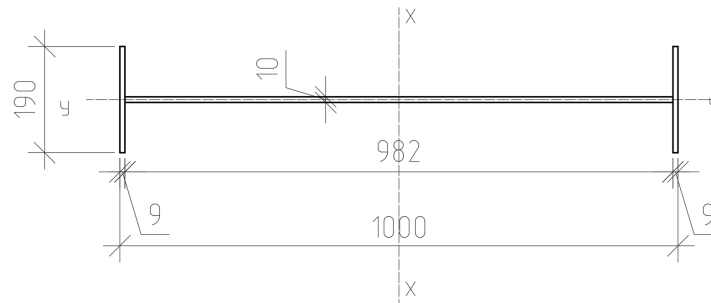


Рис.2.17 Закомпонований переріз

Геометричні характеристики перерізу

$$A = 2 \cdot 19 \cdot 0,9 + 1 \cdot 98,2 = 132,4 \text{ см};$$

$$I_x = 1 \cdot 98,2^3 / 12 + 2 \cdot 19 \cdot 0,9 \left[(100 - 0,9) / 2 \right]^2 = 162882 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot 0,9 \cdot 19^3 / 12 = 1029 \text{ см}^4; \quad i_x = \sqrt{162882 / 132,4} = 35,1 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{1029 / 132,4} = 2,8 \text{ см}; \quad W_x = 162882 / 50 = 3258 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = 3258 / 132,4 = 24,6 \text{ см}.$$

Гнучкість стрижня: $\lambda_x = 1485 / 35,1 = 42$;

$$\bar{\lambda}_x = 42 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 1,43;$$

$$\lambda_y = 375 / 2,8 = 134; \quad \bar{\lambda}_y = 134 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 4,57.$$

Гранична гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,43^2 = 1,61.$$

$$h_1 = 0,4t_w \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E / R_y} = 0,4 \cdot 1 \cdot 1,61 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 18,9,$$

$$A_{red} = 2 \cdot 19 \cdot 0,9 + 2 \cdot 1 \cdot 18,9 = 72 \text{ см}^2.$$

Перевірка стійкості в площині дії моменту

$$m_x = \frac{M}{N \rho_x} = \frac{15642,6}{550,31 \cdot 24,6} = 1,16; \quad \frac{A_f}{A_w} = \frac{0,9 \cdot 19}{1 \cdot 98,2} = 0,17.$$

При $A_f / A_w = 0,25$

$$\eta = (1,45 - 0,05m_x) - 0,01(5 - m_x) \bar{\lambda}_x = (1,45 - 0,05 \cdot 1,16) - 0,01(5 - 1,16)1,43 = 1,34.$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,34 \cdot 1,16 = 1,55; \quad \varphi_e = 0,508;$$

$$\sigma = \frac{550,31}{0,508 \cdot 72} = 15,05 \text{ кН / см}^2 < R_y \gamma_c / \gamma_n = 24 \cdot 1 / 0,95 = 25,26 \text{ кН / см}^2.$$

Перевірка стійкості верхньої частини колони з площини дії моменту.

Для визначення відносного ексцентриситету m_x знайдемо максимальний момент у середній третині розрахункової довжини стрижня $M_x^{1/3}$.

$$M_x^{1/3} = M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2} (l_2 - \frac{1}{3} l_{y2}) = 156,426 + \frac{0 - 156,426}{5,4} (5,4 - \frac{1}{3} \cdot 3,75) = 36,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_x^{1/3} < M_{\max} / 2 = 156,426 / 2 = 78,21 \text{ кНм}.$$

$$m_x = \frac{M_x^{1/3}}{N \cdot \rho_x} = \frac{7821}{550,31 \cdot 24,6} = 0,58.$$

$$\text{При } m_x < 5 \quad c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1,32}{1 + 0,7 \cdot 0,58} = 0,94.$$

Значення коефіцієнтів α , β визначимо за табл. 10.2 [ДБН В.2.6-198:2014]:

$$\text{при } \lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 92, \quad \varphi_c = 0,598, \quad \beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,598}{0,344}} = 1,32;$$

$$\text{при } m_x \leq 1 \quad \alpha = 0,7.$$

У запас несучої здатності в розрахунок включаємо редуковану площу A_{red} , тоді рівень нормальних напружень у перерізі, кН/см²:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A_{red}} = \frac{550,31}{0,94 \cdot 0,344 \cdot 72} = 23,64 \text{ кН / см}^2 < R_y \gamma_c / \gamma_n = 24 \cdot 1 / 0,95 = 25,26 \text{ кН / см}^2.$$

2.14 Розрахунок нижньої частини колони

Розрахункові зусилля для підкранової частини колони обираємо із результатів розрахунків за РСУ у відповідності до правила знаків (Позитивний момент – розтяг нижніх волокон елемента відносно Z1:

згинальний момент $M_1=1438.4$ кН*м (приймаємо 1500 кН*м) навантажує підкранову гілку, $N_1=-2148$ кН (приймаємо 2200кН);

згинальний момент $M_2=-1000$ кНм навантажує зовнішню гілку, $N_2=-2371.5$ кН (Приймаємо 2400 кН); максимальна поперечна сила $Q_{\max} = -70$ кН. Матеріал конструкцій – сталь С245.

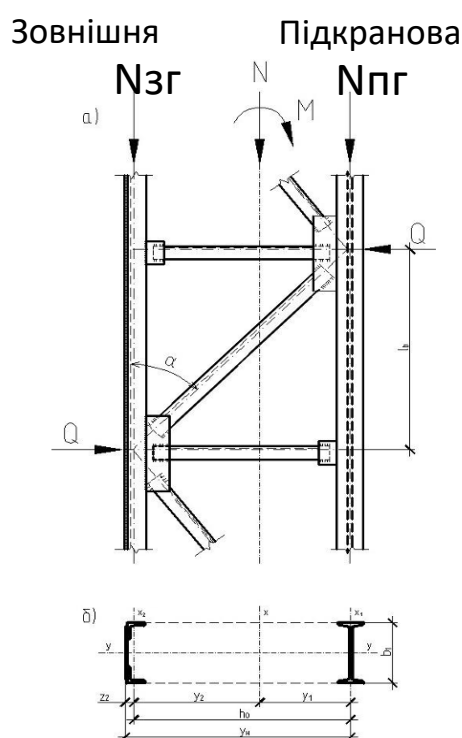
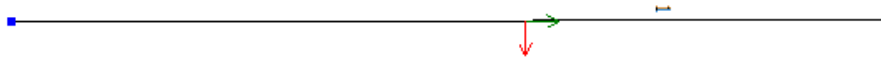


Рис.2.18 Схема до визначення зусиль в нижній частині колони

НП	КРТ	СТ	КС	Г		N, кН	MY, кН*м	QZ, кН	
1	1	2	1		A1	-416.25	-100.02	5.8155	1 2
1	1	13	1		A1	-168.74	-1010.8	78.061	1 4
1	1	14	1		A1	-168.74	963.20	-80.618	1 3
1	1	2	2	K	B1	-2371.5	97.804 5	1.871	1 2 5
1	1	13	2	K	B1	-2371.5	-1159.1	160.73	1 2 4 5 7
1	1	33	2	K	B1	-2371.5	481.49	11.145	1 2 5 -7
1	1	39	2	K	B1	-2148.7	1438.4	-66.644	1 3 5 -7

1	1	40	2	K	B1	-976.50	-1856.6	160.73	1 2 4 6 7
1	2	2	1		A1	-416.25	-94.212	5.8155	1 2
1	2	13	1		A1	-168.74	-932.80	78.061	1 4
1	2	14	1		A1	-168.74	882.59	-80.618	1 3
1	2	13	2	K	B1	-2371.5	-998.44	160.73	1 2 4 5 7
1	2	33	2	K	B1	-2371.5	492.64	11.145	1 2 5 -7
1	2	39	2	K	B1	-2148.7	1371.7	-66.644	1 3 5 -7
1	2	40	2	K	B1	-976.50	-1695.9	160.73	1 2 4 6 7



Визначимо приблизне положення центру ваги. Приймаємо попередньо

$$z_0=5 \text{ см}; h_0 = h_n - z_0=150-5=145 \text{ см};$$

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_2|+|M_1|} \cdot h_0 = \frac{1000}{1500+1000} \cdot 1,45 = 0,58\text{м} = 60\text{см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 60 = 85\text{см}..$$

Визначаємо зусилля у гілках:

$$\text{Підкранова гілка} \quad N_{B1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 2200 \cdot \frac{0,85}{1,45} + \frac{1500}{1,45} = 2350 \text{ кН};$$

$$\text{Зовнішня гілка} \quad N_{B2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2400 \cdot \frac{0,6}{1,45} + \frac{1000}{1,45} = 1700 \text{ кН}..$$

Визначаємо необхідну площу гілок і komponуємо переріз

Попередньо $\varphi = 0,8$.

Для підкранової гілки

$$A_{B1} = \frac{N_{B1} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2350 \cdot 0,95}{0,8 \cdot 24 \cdot 1} = 117,0 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо двотавр 55Б2 із наступними геометричними характеристиками перерізу:

$$A_{B1} = 121,9\text{см}^2; h = 54,7\text{см}; i_{x1} = 4,82\text{см}; i_y = 22,3\text{см};; t_f = 1,6\text{см}.$$

Для зовнішньої гілки

$$A_{B2} = \frac{N_{B2} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1700 \cdot 0,95}{0,8 \cdot 24 \cdot 1} = 84,5 \text{ см}^2.$$

Для зручності кріплення елементів решітки проміжок між внутрішніми гранями полиць приймаємо таким самим, як у підкрановій гілці (519 мм). Товщину стінки швелера для зручності її стикового з'єднання з полицею надкранової частини колони приймаємо рівною 9 мм. Ширина стінки впливає з умови розміщення зварних швів.

Потрібна площа полички

$$A_f = \frac{A_{B2} - t_w \cdot h_w}{2} = \frac{84.5 - 0.9 \cdot 57}{2} = 18.85 \text{ см}^2.$$

Із умови місцевої стійкості $\frac{b_f}{t_f} \approx 15$.

Приймаємо $t_f = 14$ мм; $b_f = 150$ мм; $A_f = 1.4 \cdot 15 = 21.0 \text{ см}^2$.

Геометричні характеристики гілки

$$A_{B2} = 2 \cdot 1.4 \cdot 15 + 0.9 \cdot 57 = 93.3 \text{ см}^2;$$

Положення власного центру ваги зовнішньої гілки

$$z_0 = \frac{0.9 \cdot 57 \cdot 0.45 + 2 \cdot 15 \cdot 1.4 \cdot (0.9 + 7.5)}{93.3} = 4.0 \text{ см};$$

Визначаємо положення центру ваги перерізу колони

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 4 = 146 \text{ см}$$

$$y_1 = \frac{A_{B2} \cdot h_0}{(A_{B1} + A_{B2})} = \frac{93.3 \cdot 146}{121.9 + 93.3} = 63.3 \text{ см}$$

$$y_2 = 146 - 63.3 = 82.7 \text{ см}$$

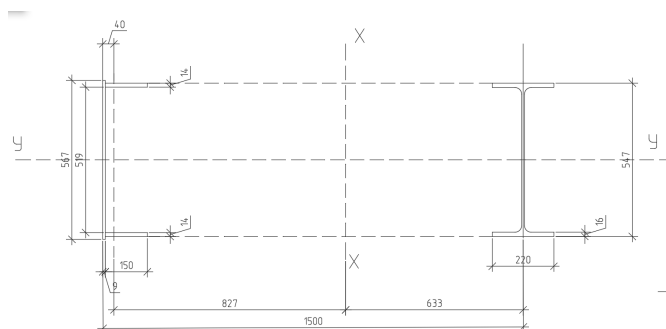
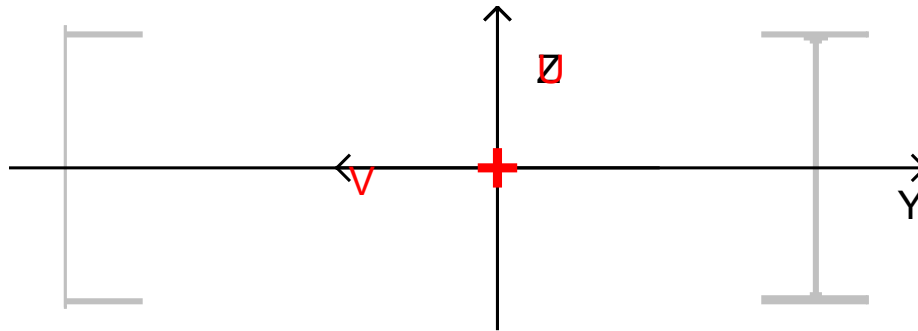


Рис.2.19 Переріз нижньої частини колони

Геометричні характеристики перерізу визначаємо за допомогою модуля Кристалл пакету СКАД ОФФІС.



Елемент перерізу	Кут	Дзеркально
Лист 567 x 9	90 град	-
Лист 150 x 15	0 град	-
Лист 150 x 15	0 град	-
Двотавр нормальний (Б) 55Б2	0 град	-

Геометричні характеристики			
	Параметр	Значення	Одиниця вимірювання
A	Площа поперечного перерізу	220,78	см ²
A _{v,y}	Умовна площа зрізу вздовж осі U	104,18	см ²
A _{v,z}	Умовна площа зрізу вздовж осі V	114,55	см ²
a	Кут нахилу головних осей інерції	90	град
I _y	Момент інерції відносно центральної осі Y1 паралельної осі Y	108310,094	см ⁴
I _z	Момент інерції відносно центральної осі Z1 паралельної осі Z	1166894,683	см ⁴
I _t	Момент інерції за вільного крутіння	140,476	см ⁴
i _y	Радіус інерції відносно осі Y1	22,149	см
i _z	Радіус інерції відносно осі Z1	72,7	см
W _{u+}	Максимальний момент опору відносно осі U	15632,584	см ³
W _{u-}	Мінімальний момент опору відносно осі U	13434,982	см ³
W _{v+}	Максимальний момент опору відносно осі V	3824,268	см ³
W _{v-}	Мінімальний момент опору відносно осі V	3816,653	см ³
W _{pl,u}	Пластичний момент опору відносно осі U	15878,484	см ³
W _{pl,v}	Пластичний момент опору відносно осі V	4523,674	см ³
I _u	Максимальний момент інерції	1166894,831	см ⁴
I _v	Мінімальний момент інерції	108309,945	см ⁴
i _u	Максимальний радіус інерції	72,7	см
i _v	Мінімальний радіус інерції	22,149	см
a _{u+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U)	17,287	см

a _{u-}	Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U)	17,322	см
a _{v+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V)	70,806	см
a _{v-}	Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V)	60,852	см
y _m	Координата центру мас по осі Y	0	см
z _m	Координата центру мас по осі Z	0	см
I ₁	Момент інерції відносно глобальної осі Y	108310,094	см ⁴
I ₂	Момент інерції відносно глобальної осі Z	1166894,683	см ⁴
I _p	Полярний момент інерції	1275204,776	см ⁴
i _p	Полярний радіус інерції	75,999	см
W _p	Полярний момент опору	13955,964	см ³

Перераховуємо зусилля, що діють у гілках

$$N_{B1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 2200 \cdot \frac{0,827}{1,46} + \frac{1500}{1,46} = 2273,0 \text{ кН},$$

$$N_{B2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2371 \cdot \frac{0,633}{1,46} + \frac{1000}{1,46} = 1720,0 \text{ кН}.$$

Перевірка стійкості окремих гілок із площини рами

Перевірка здійснюється як для стрижнів, що стоять окремо та працюють в умовах центрального стиску, розрахункова довжина елемента відносно вісі Y-Y переріза дорівнює геометричній довжині.

Підкранова гілка

Розрахунок виконано за ДБН В.2.6-198:2014

Загальні характеристики

Сталь: С245

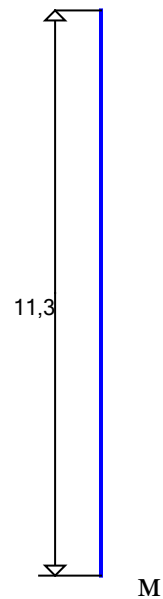
Група конструкцій за додатком Г ДБН В.2.6-198:2014 3

Коефіцієнт надійності за відповідальністю 1,05

Коефіцієнт умов роботи 1

Непружня робота перерізу не допускається

Довжина елемента 11,3

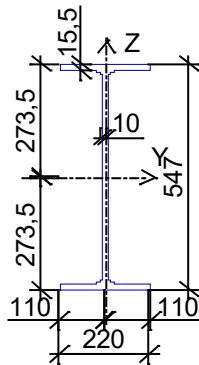


Відстань між розкріпленнями із площі згину 1,5 м

Гранична гнучкість для стиснених елементів: 180

Гранична гнучкість для розтягнутих елементів: 300

Переріз



Профіль: Двотавр нормальний (Б) 55Б2

Геометричні характеристики

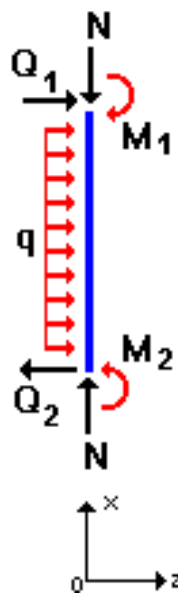
	Параметр	Значення	Одиниця вимірювання
A	Площа поперечного перерізу	124,75	см ²
A _{v,y}	Умовна площа зрізу вздовж осі U	47,792	см ²
A _{v,z}	Умовна площа зрізу вздовж осі V	49,86	см ²
α	Кут нахилу головних осей інерції	0	град
I _y	Момент інерції відносно центральної осі Y1 паралельної осі Y	62790,001	см ⁴

	Параметр	Значення	Одиниця вимірювання
I_z	Момент інерції відносно центральної осі Z1 паралельної осі Z	2760	см ⁴
I_t	Момент інерції за вільного крутіння	95,803	см ⁴
I_w	Секторіальний момент інерції	1949196,465	см ⁶
i_y	Радіус інерції відносно осі Y1	22,435	см
i_z	Радіус інерції відносно осі Z1	4,704	см
Y_s	Відстань між центром ваги і центром зсуву вздовж осі Y	0	см
Z_s	Відстань між центром ваги і центром зсуву вздовж осі Z	0	см
W_{u+}	Максимальний момент опору відносно осі U	2295,795	см ³
W_{u-}	Мінімальний момент опору відносно осі U	2295,795	см ³
W_{v+}	Максимальний момент опору відносно осі V	250,909	см ³
W_{v-}	Мінімальний момент опору відносно осі V	250,909	см ³
$W_{pl,u}$	Пластичний момент опору відносно осі U	2602,971	см ³
$W_{pl,v}$	Пластичний момент опору відносно осі V	393,123	см ³
I_u	Максимальний момент інерції	62790,001	см ⁴
I_v	Мінімальний момент інерції	2760	см ⁴
i_u	Максимальний радіус інерції	22,435	см
i_v	Мінімальний радіус інерції	4,704	см
a_{u+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U)	2,011	см
a_{u-}	Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U)	2,011	см
a_{v+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V)	18,403	см
a_{v-}	Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V)	18,403	см
Z_b	Координата центру згину по осі Z	27,35	см
P	Периметр	191,28	см
M	Маса 1 м	97,929	кг

Коефіцієнт розрахункової довжини у площині XOY - 0,133

Коефіцієнт розрахункової довжини у площині XOZ – 1

Навантаження



Завантаження 1

Тип: постійне	
N	227 T

Результати розрахунку		
Перевірено за ДБН	Перевірка	Коефіцієнт використання
п. 10.1.1	Міцність при сумісній дії поздовжньої сили та згинальних моментів без врахування пластики	0,781
пп. 8.1.3, 8.2.2, 8.2.5	Стійкість при стисковій у площині XOY (XOU)	0,832
пп. 8.1.3, 8.2.2, 8.2.5	Стійкість при стисковій у площині XOZ (XOV)	0,859
пп. 8.1.3, 8.2.1	Міцність при центральному стисковій/розтягу	0,781
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOY	0,177
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOZ	0,28
пп. 8.3.2, 9.5.1-9.5.8, 10.4.2, 10.4.5	Гранична гнучкість стінки з умови місцевої стійкості	0,916
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) з умови місцевої стійкості	0,335

Коефіцієнт використання 0,916 - Гранична гнучкість стінки з умови місцевої стійкості.

Зовнішня гілка

Коефіцієнт розрахункової довжини у площині XOY - 0,133

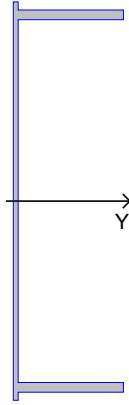
Коефіцієнт розрахункової довжини у площині XOZ – 1 (11,3м)

Геометричні розміри елемента

- Розрахункова довжина $l_{fx} = 1170$ см (із площини згину);
- Розрахункова довжина $l_{fy} = 100$ см (як відстань між поєднуваними ґратками);
- Довжина елемента $l = 1170$ см (геометрична довжина нижньої частини колони); (Вид металу - С245 ; Від 2 до 20 мм): $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$;

Характеристики перерізу

Переріз



Геометричні характеристики			
	Параметр	Значення	Одиниця вимірювання
A	Площа поперечного перерізу	96,03	см ²
A _{v,y}	Умовна площа зрізу вздовж осі U	19,091	см ²
A _{v,z}	Умовна площа зрізу вздовж осі V	47,988	см ²
α	Кут нахилу головних осей інерції	0	град
I _y	Момент інерції відносно центральної осі Y1 паралельної осі Y	45519,957	см ⁴
I _z	Момент інерції відносно центральної осі Z1 паралельної осі Z	2358,546	см ⁴
I _t	Момент інерції за вільного крутіння	39,695	см ⁴
I _w	Секторіальний момент інерції	5938022,698	см ⁶
i _y	Радіус інерції відносно осі Y1	21,772	см
i _z	Радіус інерції відносно осі Z1	4,956	см
W _{u+}	Максимальний момент опору відносно осі U	1605,642	см ³
W _{u-}	Мінімальний момент опору відносно осі U	1605,642	см ³
W _{v+}	Максимальний момент опору відносно осі V	564,867	см ³
W _{v-}	Мінімальний момент опору відносно осі V	201,162	см ³
W _{pl,u}	Пластичний момент опору відносно осі U	1920,35	см ³
W _{pl,v}	Пластичний момент опору відносно осі V	412,399	см ³
I _u	Максимальний момент інерції	45519,957	см ⁴
I _v	Мінімальний момент інерції	2358,546	см ⁴
i _u	Максимальний радіус інерції	21,772	см
i _v	Мінімальний радіус інерції	4,956	см
a _{u+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U)	5,882	см
a _{u-}	Ядрова відстань вздовж	2,095	см

	негативного напрямку осі Y(U)		
a_{v+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V)	16,72	CM
a_{v-}	Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V)	16,72	CM
y_m	Координата центру мас по осі Y	-82,68	CM
z_m	Координата центру мас по осі Z	-0,028	CM
Y_b	Координата центру згину по осі Y	-91,954	CM
Z_b	Координата центру згину по осі Z	-0,028	CM
P	Периметр	175,2	CM

Навантаження

Тип: постійне	
N	172,0 T

Результати розрахунку

Розрахунок на стійкість елемента, що працює на центровий стиск (8.1.3 ДБН В.2.6. – 198:2014)

Гнучкість стрижня відносно осі x:

$$l_x = l_{efx}/i_x = 1170/21,77118 = 53,74077 .$$

Гнучкість стрижня відносно осі y:

$$l_y = l_{efy}/i_y = 100/4,6011 = 21,73393 .$$

Гнучкість:

$$l = \max(l_x ; l_y) = \max(53,74077; 21,73393) = 53,74077 .$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину береться за таблицею. Ж1 в залежності від l та R_y $f = 0,83442$.

Перевірка стійкості

$$N/(f A) = 17200/(0,83442 \cdot 96,03) = 22,93 \text{ кН/см}^2$$

$$R_{y \text{ gc}} = 1 \cdot 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2$$

(93,60835% від граничного значення – умова виконана (формула (8,3); п. 8.1.3).

Розрахунок поєднувальної решітки

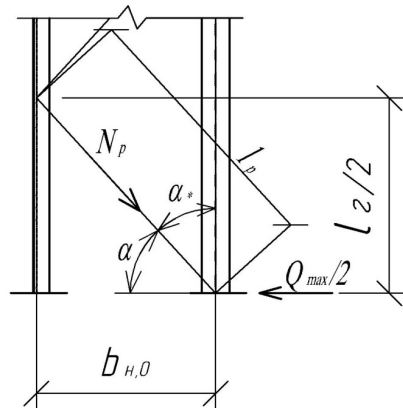


Рис. 2.20 До визначення зусилля в розкосі

Поперечна сила в перерізі колони $|Q_{\max}| = 82,666 \text{ кН}$.

Умовна поперечна сила:

$$Q_{\text{умовна}} \approx 0,2 \cdot A = 0,2 \cdot 220,78 = 44,156 \text{ кН} < |Q_{\max}| = 82,666 \text{ кН}.$$

Розрахунок решітки проводимо на $Q_{\max} = 82,666 \text{ кН}$.

Зусилля стиску у розкосі

$$N_p = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{82,666}{2 \cdot 0,82} = 50,4 \text{ кН},$$

$$\text{де } \sin \alpha = \frac{h_n}{l_p} = \frac{150}{\sqrt{150^2 + \left(\frac{210}{2}\right)^2}} = 0,82; \quad \alpha = 55^\circ \text{ (кут нахилу)}.$$

Приймаємо $\lambda_p = 100$; $\varphi = 0,542$.

Потрібна площа перерізу розкоса

$$A_{\text{р.потрібне}} = \frac{N_p \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{50,4 \cdot 0,95}{0,542 \cdot 24 \cdot 0,75} = 4,9 \text{ см}^2,$$

де $\gamma_c = 0,75$ - для стиснутого кутика, що прикріплюється однією полчкою.

$$\text{Приймаємо } \angle 70 \times 6: A_p = 8,15 \text{ см}^2; \quad i_{\min} = 1,38; \quad \lambda_{\max} = \frac{l_p}{i_{\min}} = \frac{183,1}{1,38} = 133; \quad \varphi = 0,349.$$

Напруження в розкосі

$$\sigma = \frac{N_p}{\varphi \cdot A_p} = \frac{50,4}{0,349 \cdot 8,15} = 17,72 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24 \cdot 0,75 / 0,95 = 18,95 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірка стійкості колони в площині дії моменту як єдиного стрижня.

Радіус інерції відносно вісі Х-Х $i_x = 72,7\text{см}$ (див. розрахунок геометричних характеристик перерізу), тоді гнучкість відносно вісі Х-Х як суцільного стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{2079}{72,7} = 28,3$$

Приведена гнучкість як для крізного переріза

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{\alpha_1 \cdot A}{A_{p1}}} = \sqrt{28,3^2 + \frac{25,98 \cdot 220,78}{16,3}} = 34,$$

$$\text{де } \alpha_1 = 10 \cdot \frac{l_p^3}{b^2 \cdot l_g} = \frac{10 \cdot 1831^3}{1500^2 \cdot 1050} = 25,98;$$

$$A_{p1} = 2 \cdot A_p = 2 \cdot 8,15 = 16,3\text{см}^2 - \text{площа перерізу розкосів по двох гранях перерізу}$$

КОЛОНИ.

Умовна приведена гнучкість

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = 34 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,1.$$

Для комбінації зусиль, що навантажують зовнішню гілку

$$N_2 = 2400 \text{ кН},$$

$$M_2 = 1000 \text{ кНм}$$

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot I_x} \cdot (y_2 + z_0) = \frac{100000 \cdot 220,78}{2400 \cdot 1166894} \cdot (82,7 + 4) = 1,025;$$

$$\phi_e = 0,48 \text{ (за табл. Ж4 ДБН В.2.6-198:2014)}$$

$$\sigma = \frac{N_2 \cdot \gamma_n}{\phi_e \cdot A} = \frac{1720 \cdot 0,95}{0,48 \cdot 220,78} = 15,41 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбінації зусиль, що навантажують підкранову гілку

$$N_1 = 2200 \text{ кН},$$

$$M_1 = 1500 \text{ кНм:}$$

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot I_x} \cdot y_1 = \frac{150000 \cdot 220,78}{2200 \cdot 1166894} \cdot 63,3 = 0,81;$$

$$\phi_e = 0,469 \text{ (за табл. Ж4 ДБН В.2.6-198:2014)}$$

$$\sigma = \frac{N_1 \cdot \gamma_n}{\phi_e \cdot A} = \frac{2350 \cdot 0,95}{0,469 \cdot 220} = 21,59 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість наскрізної колони як єдиного стрижня щодо площини дії моменту перевіряти не потрібно, оскільки вона забезпечується перевіркою стабільності окремих гілок.

2.15 Розрахунок отвору в колоні

Для забезпечення рівномірності основного та зміненого перерізів колони розрахунок конструкцій отвору виконуємо для тієї ж комбінації зусиль, що й при розрахунку колони. Розрахункові зусилля для надкранової частини колони: у перерізі 1-1 поздовжня сила $N=-550,31$ кН, згинальний момент $M=156,426$ кНм, поперечна сила $Q=38,227$ кН.

Приймаємо лист обрामлення $t = 7\text{ мм}$, $b = 100\text{ мм}$.

Центр ваги перерізу гілки

$$V_c = \frac{19 \cdot 0,9 \cdot 0,45 + 1 \cdot 28,4 \cdot 15,1 + 0,7 \cdot 10 \cdot 29,65}{19 \cdot 0,9 + 1 \cdot 28,4 + 10 \cdot 0,7} = 12,3\text{ см}.$$

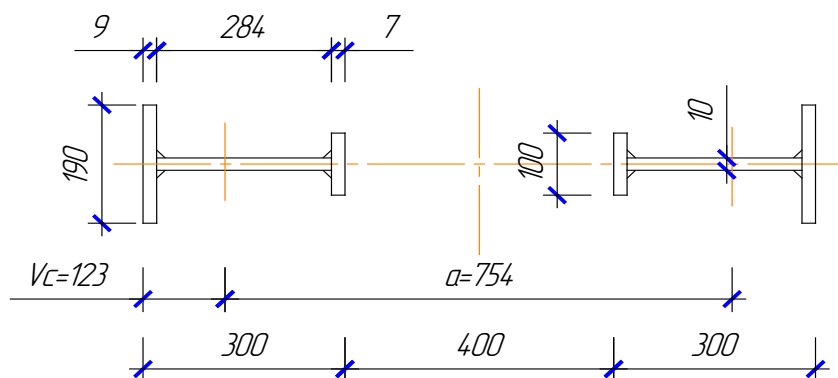


Рис. 2.21 Переріз отвору

Повздовжнє зусилля, кН

$$N_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{a} = \frac{550,31}{2} + \frac{15642,6}{75,4} = 482,6.$$

Згинальний момент, кНм

$$M_b = \frac{Qh}{4} = \frac{38,227 \cdot 1,8}{4} = 17,2,$$

де $h=1,8$ м – висота отвору

Геометричні характеристики перерізу

$$A = 0,9 \cdot 19 + 0,7 \cdot 10 + 1 \cdot 28,4 = 52,5 \text{ см};$$

$$I_x = 1 \cdot 28,4^3 / 12 + 1 \cdot 28,4 \cdot 2,8^2 + 19 \cdot 0,9^3 / 12 + 19 \cdot 0,9 \cdot 11,85^2 + 10 \cdot 0,7^3 / 12 + 0,7 \cdot 10 \cdot 17,35^2 = 6641 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 0,9 \cdot 19^3 / 12 + 28,4 \cdot 1^3 / 12 + 0,7 \cdot 10^3 / 12 = 575 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{6641 / 52,5} = 11,2 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{575 / 52,5} = 3,3 \text{ см};$$

$$W_x = 6641 / 17,7 = 375 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = 375 / 52,5 = 7,1 \text{ см}.$$

Гнучкість гілки

$$\lambda_x = 180 / 11,2 = 16;$$

$$\bar{\lambda}_x = 16 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 0,55;$$

$$\lambda_y = 375 / 3,3 = 114; \quad \bar{\lambda}_y = 114 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 3,89.$$

Перевірка стійкості у площині дії моменту

$$m_x = \frac{M_b}{N_b \rho_x} = \frac{1720}{482,6 \cdot 7,1} = 0,5; \quad \frac{A_f}{A_w} = \frac{0,9 \cdot 19}{1 \cdot 28,4} = 0,6.$$

При $A_f / A_w = 0,5$

$$\eta = (1,75 - 0,1 m_x) - 0,02(5 - m_x) \bar{\lambda}_x = (1,75 - 0,1 \cdot 0,5) - 0,02(5 - 0,5) 0,55 = 1,65.$$

При $A_f / A_w = 1$

$$\eta = (1,9 - 0,1 m_x) - 0,02(6 - m_x) \bar{\lambda}_x = (1,9 - 0,1 \cdot 0,5) - 0,02(6 - 0,5) 0,55 = 1,79.$$

Тоді при $A_f / A_w = 0,6 \quad \eta = 1,678.$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,678 \cdot 0,5 = 0,84; \quad \varphi_e = 0,756;$$

$$\sigma = \frac{482,6}{0,756 \cdot 52,5} = 12,16 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_y \gamma_c / \gamma_n = 24 \cdot 1 / 0,95 = 25,26 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Перевірка стійкості верхньої частини колони з площини дії моменту.

Поперечна сила для надкранової частини колони в середній третині розрахункової довжини з площини дії моменту $Q = 28,367 \text{ кН}$. Згинальний момент гілки, кНм

$$M_b^{1/3} = \frac{Qh}{4} = \frac{28,367 \cdot 1,8}{4} = 12,77.$$

$$m_x = \frac{M_b^{1/3}}{N_b \cdot \rho_x} = \frac{1277}{482,6 \cdot 7,1} = 0,37.$$

$$\text{При } m_x < 5 \quad c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1,15}{1 + 0,7 \cdot 0,37} = 0,91.$$

Значення коефіцієнтів α , β визначаємо за табл. 10.2 (ДБН В2.6-198:2014))

$$\text{при } \lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 92, \quad \varphi_c = 0,598, \quad \beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,598}{0,454}} = 1,15;$$

$$\text{при } m_x \leq 1 \quad \alpha = 0,7.$$

$$\sigma = \frac{N_b}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{482,6}{0,91 \cdot 0,454 \cdot 52,5} = 22,25 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c / \gamma_n = 24 \cdot 1 / 0,95 = 25,26 \text{ кН/см}^2.$$

2.16 Розрахунок вузла з'єднання верхньої та нижньої частин колони

Розрахункові комбінації зусиль у перерізі над уступом:

$$M_1 = 156,426 \text{ кНм}; \quad N_1 = -550,31 \text{ кН},$$

$$M_2 = -493 \text{ кНм}; \quad N_2 = -168 \text{ кН};$$

$$\text{Тиск крану } D_{\max} = 2150 \text{ кН}.$$

Міцність стикового шва (ш1) перевіряємо в крайніх точках перерізу надкранової частини. Площа шва дорівнює площі перерізу колони.

1—я комбінація (стиснута внутрішня полицка):

Внутрішня полицка

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{|M|}{W} = \frac{550,31}{132,4} + \frac{15642,6}{3258} = 8,96 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} / \gamma_n = 24 / 0,95 = 25,26 \text{ кН/см}^2$$

Зовнішня полицка

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{|M|}{W} = \frac{550,31}{132,4} - \frac{15642,6}{3258} = -0,64 \text{ кН/см}^2 < 0,85 R_y / \gamma_n = 24 \cdot 0,85 / 0,95 = 21,47 \text{ кН/см}^2$$

2—я комбінація (стиснута наружня полицка):

внутренняя полка

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{|M|}{W} = \frac{168}{132,4} - \frac{49300}{3258} = -13,86 \text{ кН/см}^2 < 0,85 R_y / \gamma_n = 21,47 \text{ кН/см}^2$$

Зовнішня полицка

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{|M|}{W} = \frac{168}{132,4} + \frac{49300}{3258} = 14,86 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} / \gamma_n = 25,26 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність шва забезпечена

Товщину стінки траверси визначаємо з умови зминання за формулою:

$$t_{тр} \geq \frac{D \cdot \gamma_n}{l_{см} \cdot R_p} = \frac{2150 \cdot 0,95}{34 \cdot 36} = 1,66 \text{ см} = 1,8 \text{ см},$$

де $l_{см} = b_p + 2 \cdot t_{нл} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см}$; $b_p = 30 \text{ см}$; $t_{нл} = 2 \text{ см}$.

Приймаємо $t_{тр} = 18 \text{ мм}$.

Зусилля на внутрішню полицю верхньої частини колони (1-я комбінація):

$$N_n = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_g} = \frac{550,31}{2} + \frac{15642,6}{100} = 431,6 \text{ кН}.$$

Довжина шва кріплення вертикального ребра траверси до стінки траверси (ш2):

$$l_{ш2} = \frac{N_n \cdot \gamma_n}{4 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w)_{\min} \cdot \gamma_c}.$$

Використовуємо напівавтоматичне зварювання в нижньому положенні в середовищі вуглекислого газу зварювальним дротом Св-08Г2С; $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$; $\gamma_w = 1$; $d = 2 \text{ мм}$; $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$; $R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2$.

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_w = 0,9 \cdot 21,5 \cdot 1 = 19,3 \text{ кН/см}^2 > \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_w = 1,05 \cdot 16,5 \cdot 1 = 17,3 \text{ кН/см}^2.$$

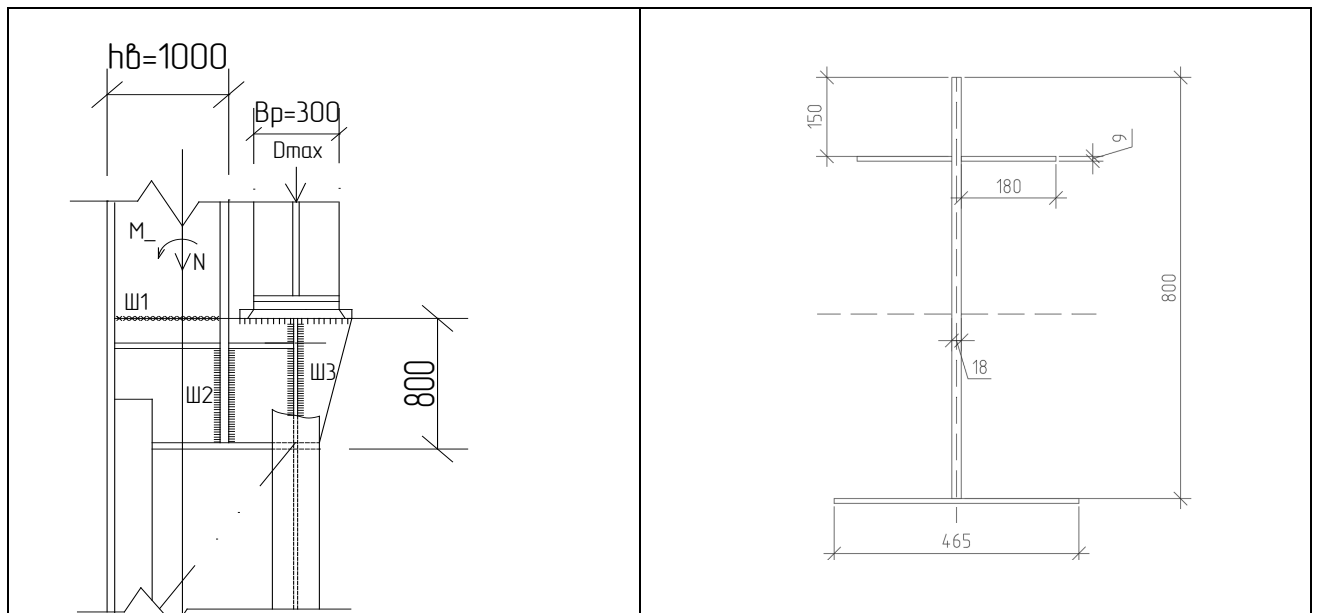


Рис. 2.22 Місце з'єднання верхньої та нижньої частин колони

Розрахунок проводимо за металом межі плавлення.

Приймаємо катет кутового шва 4 мм.

$$l_{ш2} = \frac{431,6 \cdot 0,95}{4 \cdot 0,4 \cdot 17,3 \cdot 1} = 14,8 \text{ см};$$

$$l_{ш2} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4 = 30,6 \text{ см.}$$

У стінці підкранової гілки робимо проріз, у який вставляємо стінку траверси. Для розрахунку шва кріплення траверси до підкранової гілки (ш3) складаємо комбінацію зусиль, що дає найбільшу опорну реакцію траверси.

Такою комбінацією буде поєднання $N = -550,31 \text{ кН}$, $M = -77,044 \text{ кНм}$.

$$F = \frac{N \cdot h_B}{2 \cdot h_H} - \frac{M}{h_H} + D_{max} \cdot 0,9 = \frac{550 \cdot 100}{2 \cdot 150} + \frac{77}{150} + 2150 \cdot 0,9 = 2244 \text{ кН}$$

Потрібна довжина шва при катеті 10 мм

$$l_{ш3} = \frac{F}{4 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w)_{min}} = \frac{2244}{4 \cdot 1 \cdot 17 \cdot 1} = 33 \text{ см.}$$

$$l_{ш3} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 1 = 76,5 \text{ см}$$

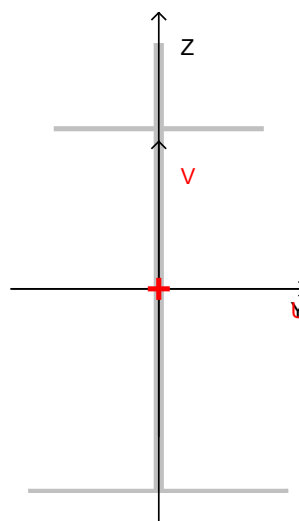
З умови міцності стінки підкранової гілки в місці кріплення траверси визначаємо висоту траверси за формулою:

$$h_{тр} \geq \frac{F \cdot \gamma_n}{2 \cdot t_{w.B} \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{2244 \cdot 0,95}{2 \cdot 1 \cdot 14 \cdot 1} = 76 \text{ см,}$$

де $t_{w.B} = 10 \text{ мм}$ - товщина стінки I 55Б2;

$R_s = 14 \text{ кН / см}^2$ - розрахунковий опір зсуву фасонного прокату зі сталі С245.

Приймаємо $h_{тр} = 80 \text{ см}$. Нижній пояс траверси виготовляємо з листа розміром $465 \times 9 \text{ мм}$, верхні та вертикальні ребра — $180 \times 9 \text{ мм}$.



Геометричні характеристики траверси

Елемент перерізу	Кут	Дзеркально
Лист 465 x 9	0 град	-

Елемент перерізу	Кут	Дзеркально
Лист 800 x 18	90 град	-
Лист 180 x 9	0 град	-
Лист 180 x 9	0 град	-

Геометричні характеристики			
	Параметр	Значення	Одиниця вимірювання
A	Площа поперечного перерізу	218,25	см ²
A _{v,y}	Умовна площа зрізу вздовж осі U	75,87	см ²
A _{v,z}	Умовна площа зрізу вздовж осі V	144,81	см ²
α	Кут нахилу головних осей інерції	0	град
I _y	Момент інерції відносно центральної осі Y1 паралельної осі Y	161117,617	см ⁴
I _z	Момент інерції відносно центральної осі Z1 паралельної осі Z	11630,051	см ⁴
I _t	Момент інерції за вільного крутіння	165,216	см ⁴
i _y	Радіус інерції відносно осі Y1	27,17	см
i _z	Радіус інерції відносно осі Z1	7,3	см
W _{u+}	Максимальний момент опору відносно осі U	4379,607	см ³
W _{u-}	Мінімальний момент опору відносно осі U	3652,479	см ³
W _{v+}	Максимальний момент опору відносно осі V	500,217	см ³
W _{v-}	Мінімальний момент опору відносно осі V	500,217	см ³
W _{pl,u}	Пластичний момент опору відносно осі U	5359,414	см ³
W _{pl,v}	Пластичний момент опору відносно осі V	872,066	см ³
I _u	Максимальний момент інерції	161117,617	см ⁴
I _v	Мінімальний момент інерції	11630,051	см ⁴
i _u	Максимальний радіус інерції	27,17	см
i _v	Мінімальний радіус інерції	7,3	см
a _{u+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U)	2,292	см
a _{u-}	Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U)	2,292	см
a _{v+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V)	20,067	см

Максимальний згинальний момент у траверсі виникає при 1-й комбінації зусиль:

$$M_{mp} = F_{mp} \cdot (h_H - h_6) = \left(\frac{N \cdot h_6}{2 \cdot h_H} - \frac{M}{h_H} \right) \cdot (h_H - h_6) =$$

$$= \left(\frac{550,31 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{15642,6}{150} \right) \cdot (150 - 100) = 3957,6 \text{ кН} \cdot \text{см} = 39,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_{mp} = \frac{M_{mp}}{W} = \frac{3957,6}{4379} = 1,0 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 25,26 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальна поперечна сила в траверсі з урахуванням зусилля від кранів:

$$Q_{\max} = \frac{N \cdot h_6}{2 \cdot h_H} - \frac{M}{h_H} + \frac{k \cdot D_{\max} \cdot 0,9}{2} = \frac{550,31 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{7704,4}{150} + \frac{1,2 \cdot 673,03 \cdot 0,9}{2} = 598,2 \text{ кН}.$$

$$Q = \frac{N \cdot h_g}{2 \cdot h_n} - \frac{M}{h_n} + \frac{k \cdot D_{max} \cdot 0,9}{2} = \frac{550,31 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{-7704,4}{150} + \frac{1,2 \cdot 2150 \cdot 0,9}{2} = 1400 \text{ кН}$$

Коефіцієнт $k = 1,2$ враховує нерівномірну передачу зусилля D_{max} .

$$\tau_{mp} = \frac{Q}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{1400}{1,8 \cdot 79,1} = 9,83 \text{ кН/см}^2 < R_s / \gamma_n = 14 / 0,95 = 14,7 \text{ кН/см}^2.$$

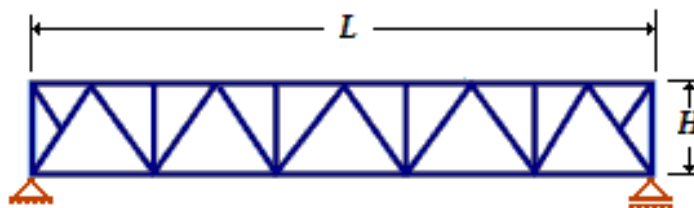
2.17 Розрахунок кроквяної ферми

Розрахунок виконано за ДБН В.2.6-198:2014

Сталь: С245

Група конструкцій за додатком Г ДБН В.2.6-198:2014 2

Обрис поясів ферми

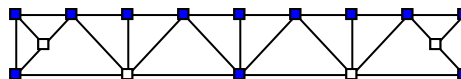


L	H	Кількість елементів нижнього пояса
м	м	
24	3,15	4

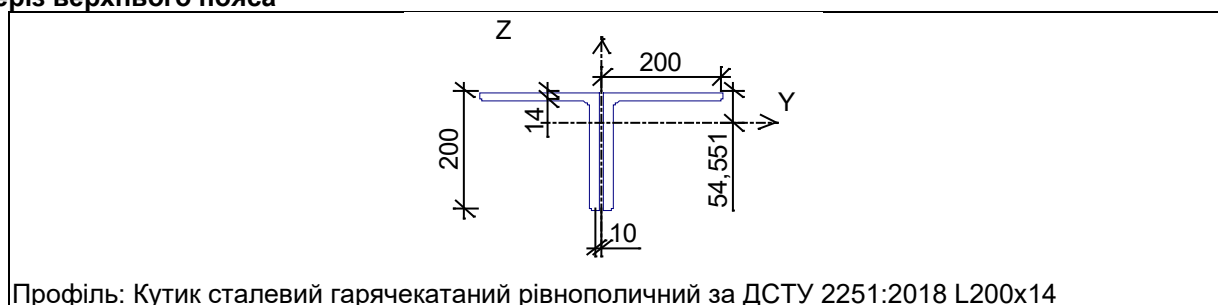
Розкріплення з площини

Вузли верхнього пояса: Усі

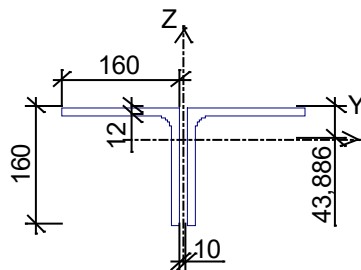
Вузли нижнього пояса: Крайні та посередині прогону



Переріз верхнього пояса

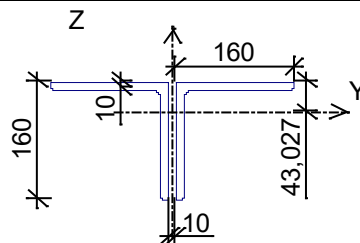


Переріз нижнього пояса



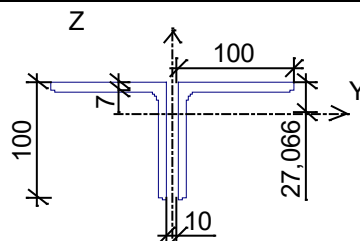
Профіль: Кутик сталевий гарячекатаний рівнополичний за ДСТУ 2251:2018 L160x12

Переріз розкосів



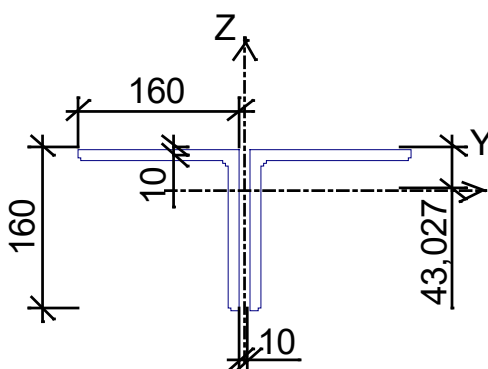
Профіль: Кутик сталевий гарячекатаний рівнополичний за ДСТУ 2251:2018 L160x10

Переріз стояків



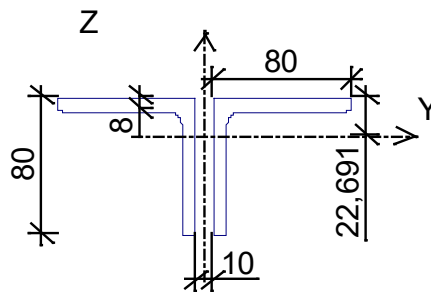
Профіль: Кутик сталевий гарячекатаний рівнополичний за ДСТУ 2251:2018 L100x7

Переріз опорних розкосів



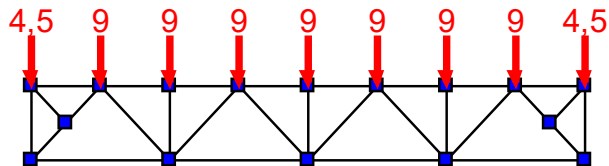
Профіль: Кутик сталевий гарячекатаний рівнополичний за ДСТУ 2251:2018 L160x10

Переріз опорних стояків



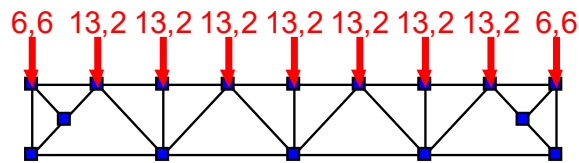
Профіль: Куттик сталевий гарячекатаний рівнополичний за ДСТУ 2251:2018 L80x8

Завантаження 1 - постійне
Коефіцієнт надійності з навантаження: 1,1



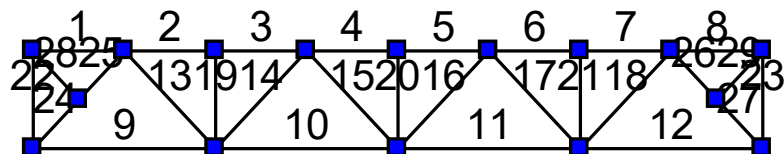
Рівномірно розподілене навантаження - Т/м
Зосереджена сила - Т

Завантаження 2 - снігове
Коефіцієнт надійності з навантаження: 1,4



Рівномірно розподілене навантаження - Т/м
Зосереджена сила - Т

Зусилля в елементах



№ ел.	Комбінації		Завантаження	
	N _{min}	N _{max}	1	2
	T	T	T	
Елементи верхнього пояса				
1	0	0	0	0
2	-133,2	-54	-51,429	-75,429
3	-133,2	-54	-51,429	-75,429
4	-177,6	-72	-68,571	-100,571
5	-177,6	-72	-68,571	-100,571
6	-133,2	-54	-51,429	-75,429
7	-133,2	-54	-51,429	-75,429
8	0	0	0	0
Елементи нижнього пояса				

№ ел.	Комбінації		Завантаження	
	N _{min}	N _{max}	1	2
	T	T	T	
9	31,5	77,7	30	44
10	67,5	166,5	64,286	94,286
11	67,5	166,5	64,286	94,286
12	31,5	77,7	30	44
Елементи стояків				
19	-23,31	-9,45	-9	-13,2
20	-23,31	-9,45	-9	-13,2
21	-23,31	-9,45	-9	-13,2
Елементи розкосів				
13	32,625	80,475	31,071	45,571
14	-48,285	-19,575	-18,643	-27,343
15	6,525	16,095	6,214	9,114
16	6,525	16,095	6,214	9,114
17	-48,285	-19,575	-18,643	-27,343
18	32,625	80,475	31,071	45,571
28	0	0	0	0
29	0	0	0	0
Елементи опорних розкосів				
24	-112,665	-45,675	-43,5	-63,8
25	-112,665	-45,675	-43,5	-63,8
26	-112,665	-45,675	-43,5	-63,8
27	-112,665	-45,675	-43,5	-63,8
Елементи опорних стояків				
22	-11,655	-4,725	-4,5	-6,6
23	-11,655	-4,725	-4,5	-6,6

	Опорні реакції	
	Сила зліва (Т)	Сила справа (Т)
За критерієм N _{max}	-37,8	-37,8
За критерієм N _{min}	-93,24	-93,24

Результати розрахунку		
Перевірено за ДБН	Перевірка	Коефіцієнт використання
п. 8.1.1	Міцність верхнього пояса	0,665
п. 8.1.3	Стійкість верхнього пояса у площині ферми	0,828
п. 8.1.3	Стійкість верхнього пояса із площини ферми	0,761
пп. 13.1.1-13.1.4, 13.4.1	Гнучкість верхнього пояса	0,372
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) верхнього пояса з умови місцевої стійкості	0,78
п. 8.1.1	Міцність нижнього пояса	0,91
пп. 13.1.1-13.1.4, 13.4.1	Гнучкість нижнього пояса	0,304
п. 8.1.1	Міцність стояків	0,433
п. 8.1.3	Стійкість стояків у площині ферми	0,722
п. 8.1.3	Стійкість стояків із площини ферми	0,647
пп. 13.1.1-13.1.4, 13.4.1	Гнучкість стояків	0,491
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) стояків з умови місцевої стійкості	0,618
п. 8.1.1	Міцність розкосів	0,523
п. 8.1.3	Стійкість розкосів у площині ферми	0,583
п. 8.1.3	Стійкість розкосів із площини ферми	0,547
пп. 13.1.1-13.1.4, 13.4.1	Гнучкість розкосів	0,401
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) розкосів з умови місцевої стійкості	0,763
п. 8.1.1	Міцність опорних розкосів	0,733
п. 8.1.3	Стійкість опорних розкосів у площині ферми	0,885
п. 8.1.3	Стійкість опорних розкосів із площини ферми	0,823
пп. 13.1.1-13.1.4, 13.4.1	Гнучкість опорних розкосів	0,345

Результати розрахунку		
Перевірено за ДБН	Перевірка	Коефіцієнт використання
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) опорних розкосів з умови місцевої стійкості	0,897
п. 8.1.1	Міцність опорних стояків	0,194
п. 8.1.3	Стійкість опорних стояків у площині ферми	0,552
п. 8.1.3	Стійкість опорних стояків із площини ферми	0,335
пп. 13.1.1-13.1.4, 13.4.1	Гнучкість опорних стояків	0,879
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) опорних стояків з умови місцевої стійкості	0,354

Коефіцієнт використання 0,91 - Міцність нижнього пояса

Вага ферми 5,509 Т
Площа фарбування 1274061,705 см²

2.18 Розрахунок прогонів

Підбір перерізів

Крок прогонів 3 м.

На прогони діють такі розрахункові розподілені навантаження:

- постійне (від ваги покрівлі та прогонів) $g_{пост} = 0,718 \text{ кН/м}^2$ (2,154 кН/м);
- снігове $S = 1,8 \text{ кН/м}^2$ (5,4 кН/м)

Крок прогонів — 3 м. Матеріал прогонів — сталь С245.

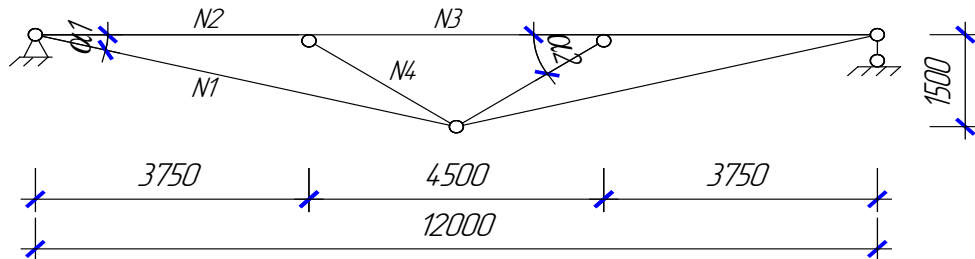


Рис.2.23 Схема прогону

Перерізів елементів прогону здійснимо за допомогою комплексу СКАД ОФФІС

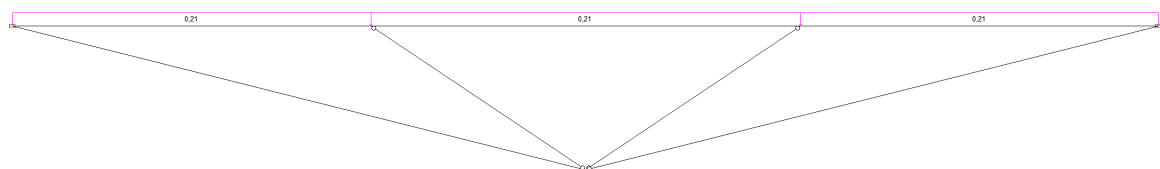


Рис.2.24 Розрахункова схема – Постійне навантаження

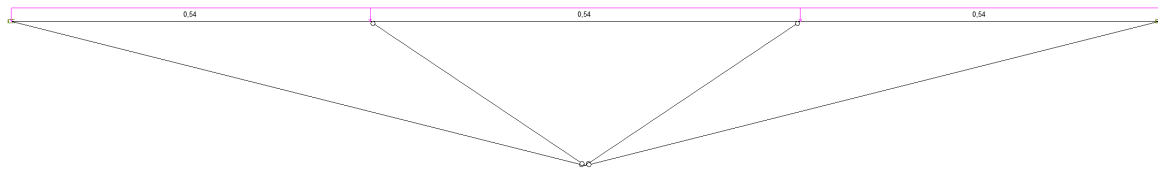


Рис.2.25 Розрахункова схема – Снігове навантаження

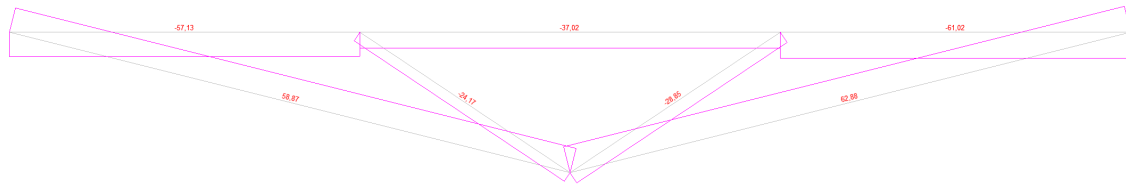


Рис.2.26 Епюри осьових сил (N, kH) в елементах прогону за розрахунковим сполученням зусиль (kH)

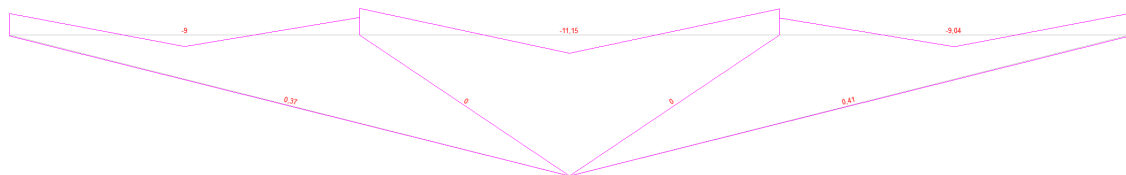


Рис.2.27 Епюри згинальних моментів ($M, \text{kH} \cdot \text{м}$) в елементах прогону за розрахунковим сполученням зусиль (kH)

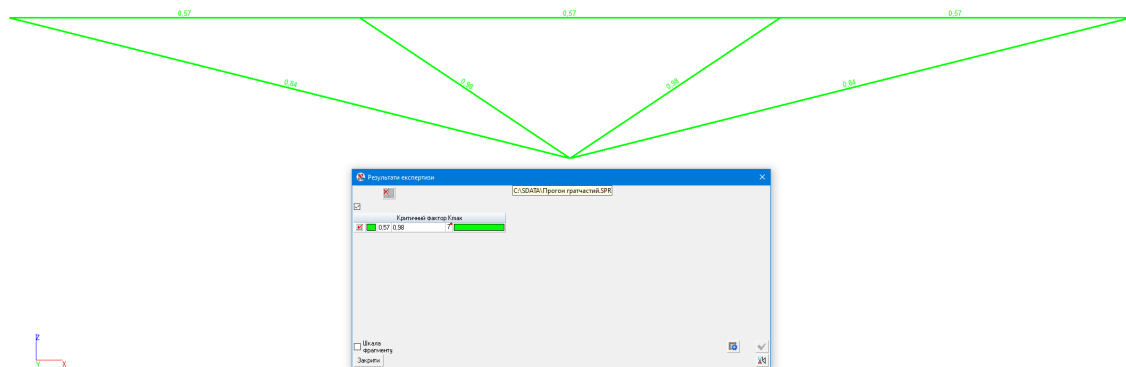


Рис.2.28 Результати експертизи перерізів

Розрахунок виконано за ДБН В.2.6-198:2014

Зміст

1. Конструктивний елемент Верхній пояс

72

2. Конструктивна група Розкоси

Ошибка! Закладка не определена.

Конструктивний елемент Верхній пояс

Відношення В та ширини профілю (58 мм) повинно бути більшим за 3.0.
Елементи: 1 2 3

Тип елементу: Елемент загального виду

Сталь: С245

Довжина елементу 12 м

Гранична гнучкість для стиснених елементів: 180 - 60а

Гранична гнучкість для розтягнутих елементів: 400

Коефіцієнт умов роботи 1

Кількість закріплень стиснутого пояса в прольоті	Вид навантаження в прольоті	Епюра М	Пояс, до якого прикладене навантаження
Без закріплень	Рівномірно розподілена		Стиснутий

Конструктивний елемент Верхній пояс

Елементи: 1 2 3

Тип елементу: Елемент загального виду

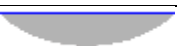
Сталь: С245

Довжина елементу 12 м

Гранична гнучкість для стиснених елементів: 180 - 60а

Гранична гнучкість для розтягнутих елементів: 400

Коефіцієнт умов роботи 1

Кількість закріплень стиснутого пояса в прольоті	Вид навантаження в прольоті	Епюра М	Пояс, до якого прикладене навантаження
Без закріплень	Рівномірно розподілена		Стиснутий

Коефіцієнт надійності з відповідальності 1

Коефіцієнт надійності з відповідальності (аварійний стан) 1

Додаткові коефіцієнти умов роботи	
Розрахунок на міцність за сейсміки	0
Розрахунок на стійкість за сейсміки	0

Непружна робота перерізу не допускається

Коефіцієнт розрахункової довжини в площині X_1OZ_1 0,4

Коефіцієнт розрахункової довжини в площині X_1OY_1 0,1

Відстань між точками розкріплення із площини згину:

відстань = 0,1 м

Тип епюри моментів



Положення навантаження



Відстань між розкріпленнями із площі згину:

відстань = 0,1 м

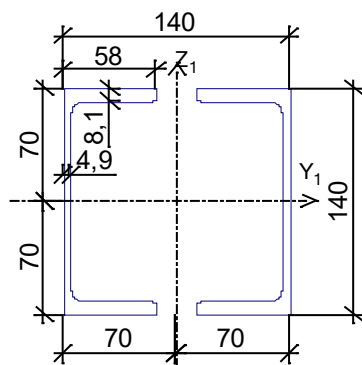
Коефіцієнти розрахункової довжини, що залежать від умов закріплення опорних перерізів:

поворот із площини згину = 1

депланція = 1

Співвідношення кінцевих моментів $y = 0$

Переріз



Профіль: Швелер сталевий гарячекатаний за ДСТУ 3436-96 14У

Результати розрахунку	Перевірка	Коефіцієнт використання	Комбінація
п. 9.2.1	Міцність вітки при дії згинального моменту M_y	0,33	L1+L2
пп. 9.2.1, 9.2.3	Міцність вітки при дії поперечної сили V_z	0,1	L1+L2
п. 10.1.1, 10.3.3	Міцність вітки при сумісній дії поздовжньої сили та згинальних моментів без врахування пластики	0,45	L1+L2
пп. 8.1.3, 8.2.3-8.2.5	Стійкість вітки при стисковій у площині XOY	0,08	L1+L2

Результати розрахунку	Перевірка	Коефіцієнт використання	Комбінація
пп. 8.1.3, 8.2.3-8.2.5	Стійкість вітки при стисковій у площині XOZ	0,14	L1+L2
п. 10.1.1	Згин вітки у двох головних площинах	0,23	L1+L2
пп. 10.2.4, 10.2.5, 10.2.8, 10.3.3-10.3.5	Стійкість вітки з площини дії моменту M_y при позacentровому стисковій	0,33	L1+L2
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOY	0,08	L1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOZ	0,57	L1
пп. 8.3.2, 9.5.1-9.5.8, 10.4.2, 10.4.5	Гранична гнучкість стінки вітки з умови місцевої стійкості	0,14	L1+L2
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці вітки з умови місцевої стійкості	0,29	L1+L2

Коефіцієнт використання 0,57 - Гранична гнучкість у площині XOZ

Екстремальні значення факторів. Група Верхній пояс							
Перевірка	Фактор	Мінімум			Максимум		
		Елемент	Значення	Комбінація	Елемент	Значення	Комбінація
п. 9.2.1	Міцність вітки при дії згинального моменту M_y	1	0,33	L1+L2~ Переріз 1	1	0,33	L1+L2~ Переріз 1
пп. 9.2.1, 9.2.3	Міцність вітки при дії поперечної сили V_z	1	0,1	L1+L2~ Переріз 1	1	0,1	L1+L2~ Переріз 1
п. 10.1.1, 10.3.3	Міцність вітки при сумісній дії поздовжньої сили та згинальних моментів без врахування пластики	1	0,45	L1+L2~ Переріз 3	1	0,45	L1+L2~ Переріз 3
пп. 8.1.3, 8.2.3-8.2.5	Стійкість вітки при стисковій у площині XOY	1	0,08	L1+L2~ Переріз 1	1	0,08	L1+L2~ Переріз 1
пп. 8.1.3, 8.2.3-8.2.5	Стійкість вітки при стисковій у площині XOZ	1	0,14	L1+L2~ Переріз 1	1	0,14	L1+L2~ Переріз 1
п. 10.1.1	Згин вітки у двох головних площинах	1	0,23	L1+L2~ Переріз 3	1	0,23	L1+L2~ Переріз 3
пп. 10.2.4, 10.2.5,	Стійкість вітки з площини дії	1	0,33	L1+L2~ Переріз	1	0,33	L1+L2~ Переріз

Екстремальні значення факторів. Група Верхній пояс							
Перевірка	Фактор	Мінімум			Максимум		
		Елемент	Значення	Комбінація	Елемент	Значення	Комбінація
10.2.8, 10.3.3-10.3.5	моменту M_u при позацентровому стискові			1			1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOY	1	0,08	L1~Переріз 1	1	0,08	L1~Переріз 1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOZ	1	0,57	L1~Переріз 1	1	0,57	L1~Переріз 1
пп. 8.3.2, 9.5.1-9.5.8, 10.4.2, 10.4.5	Гранична гнучкість стінки вітки з умови місцевої стійкості	1	0,14	L1+L2~Переріз 1	1	0,14	L1+L2~Переріз 1
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці вітки з умови місцевої стійкості	1	0,29	L1+L2~Переріз 1	1	0,29	L1+L2~Переріз 1

Конструктивна група Розкоси. Елемент № 5

Тип елементу: Елемент загального виду

Сталь: С245

Довжина елемента 2,7 м

Гранична гнучкість для стиснених елементів: 180 - 60a

Гранична гнучкість для розтягнутих елементів: 400

Коефіцієнт умов роботи 1

Кількість закріплень стиснутого пояса в прольоті	Вид навантаження в прольоті	Епюра М	Пояс, до якого прикладене навантаження
Без закріплень	Рівномірно розподілена		Стиснутий

Коефіцієнт надійності з відповідальності 1

Додаткові коефіцієнти умов роботи	
Розрахунок на міцність за сейсміки	0
Розрахунок на стійкість за сейсміки	0

Непружна робота перерізу не допускається

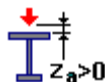
Коефіцієнт розрахункової довжини в площині X_1OZ_1 1

Коефіцієнт розрахункової довжини в площині X_1OY_1 1

Тип епюри моментів



Положення навантаження



Відстань між розкріпленнями із площі згину:

коефіцієнт до геометричної довжини = 0

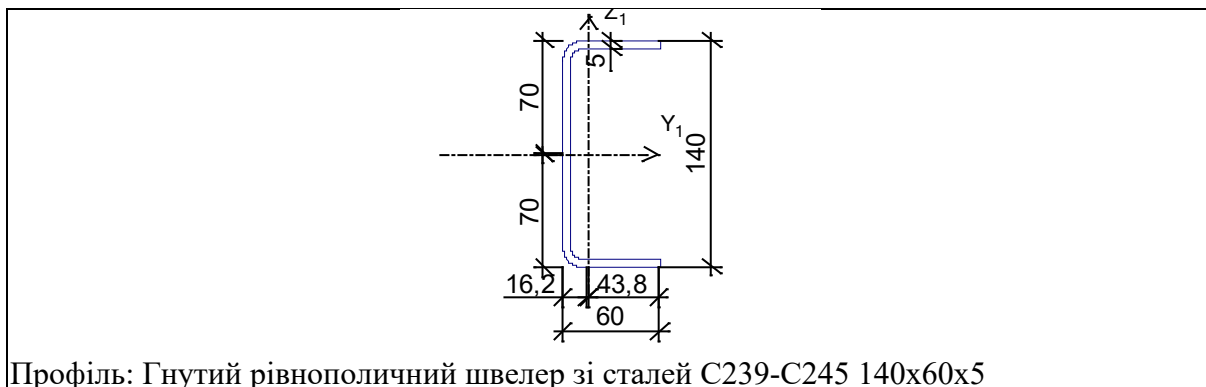
Коефіцієнти розрахункової довжини, що залежать від умов закріплення опорних перерізів:

поворот із площини згину = 1

депланція = 1

Співвідношення кінцевих моментів $y = 0$

Переріз



Профіль: Гнутий рівнополічний швелер зі сталей C239-C245 140x60x5

Результати розрахунку	Перевірка	Коефіцієнт використання	Комбінація
п. 10.1.1	Міцність при сумісній дії поздовжньої сили та згинальних моментів без врахування пластики	0,08	L1+L2
пп. 8.1.3, 8.2.2, 8.2.5	Стійкість при стиску в площині XOY (XOU)	0,29	L1+L2
пп. 8.1.3, 8.2.2, 8.2.5	Стійкість при стиску в площині XOZ (XOV)	0,11	L1+L2
пп. 8.1.3, 8.2.1	Міцність при центральному стиску/розтягу	0,08	L1+L2
п. 13.4.1	Гранична гнучкість в площині XOY	0,98	L1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість в площині XOZ	0,34	L1
пп. 8.3.2, 9.5.1-9.5.8, 10.4.2, 10.4.5	Гранична гнучкість стінки з умови місцевої стійкості	0,49	L1
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) з умови місцевої стійкості	0,44	L1

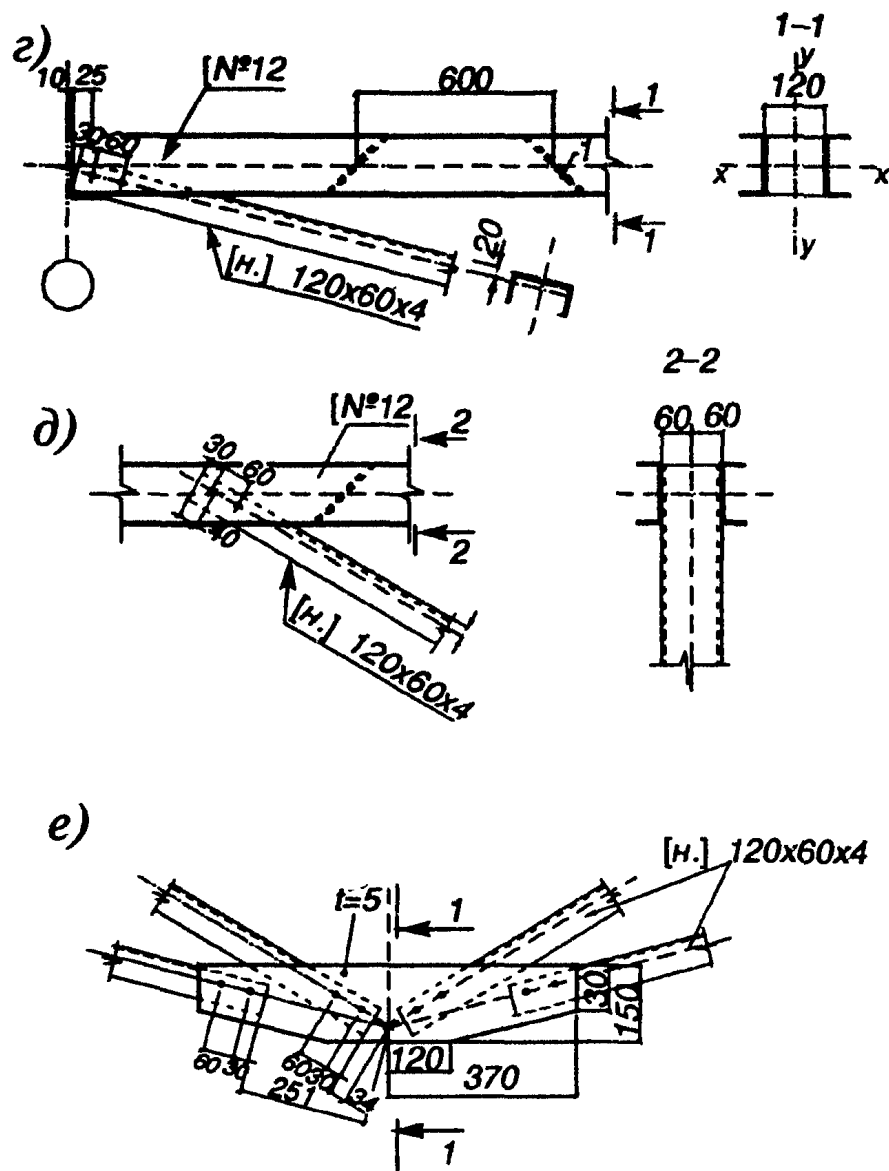
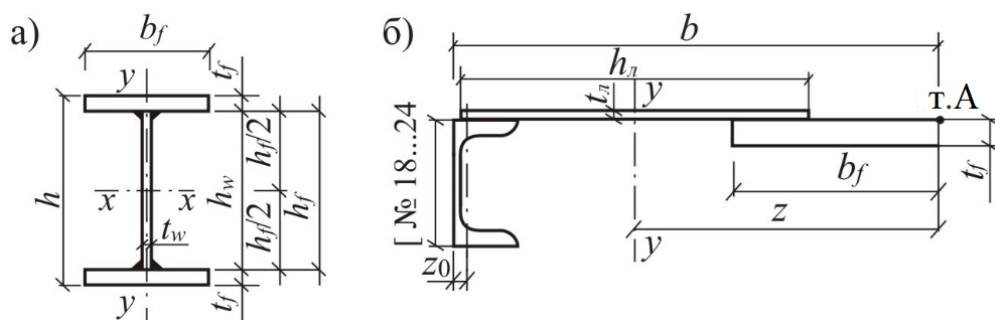


Рис. 2.30 Схема вузлів прогону

2.19 Розрахунок підкранової балки

Підкранова конструкція складається з підкранової балки і гальмівної конструкції (балки або ферми). Підкранові балки проектують суцільними двотаврового перерізу.

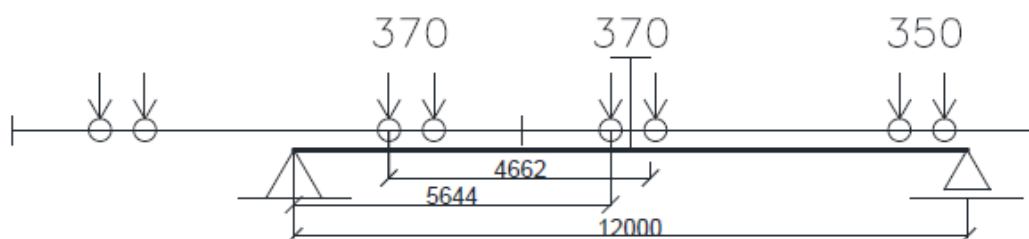


Поперечний переріз: а – підкранової балки; б – гальмівної балки 1 – верхній пояс підкранової балки; 2 – горизонтальний лист; 3 – опорний швелер

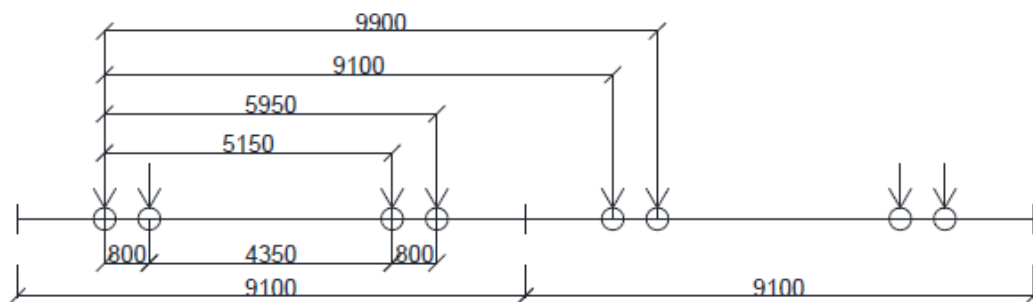
У місцях розташування вертикальних зв'язків між колонами встановлюють гальмівні балки, підкранові балки кріплять до колони на болтах і зварюванні.

Підкранова балка розраховується для крана $Q=80/20$ т середнього режиму роботи. Кількість кранів в прольоті із умов техпроцесу – 2.

Завантажуємо балку потягом із двох кранів для визначення максимальної величини згинального моменту у вертикальній та горизонтальній площині. Правильність встановлення потягу перевіряємо за теоремою Вінклера.



Перевіримо установку на 6 коліс:



Знаходимо положення рівнодіючої вантажу відносно осі 1-го колеса. Визначення зусиль в підкрановій балці від двох зближених кранів. Розташовуємо на балці 6 коліс і знаходимо відстань від рівнодіючої до крайнього лівого колеса, розташованого на балці.

$$x = \frac{\sum M_i}{\sum F_i} = \frac{370(0,8 + 3,95 + 4,75) + 350(9,1 + 9,9)}{2180} = \frac{10165}{2180} = 4.66\text{м}$$

Перевіримо правильність розташування критичного вантажу по наступним виразам:

$$1) \quad P_1 + P_{кр} \geq \frac{a}{l} \sum P_i \rightarrow 3 * 370 > \frac{5.664}{12} 2180 - \text{умова виконується}$$

$$2) \quad P_1 < \frac{a}{l} \sum P_i \rightarrow 370 < 1028,96 - \text{умова виконується}$$

Отже, прийнята установка кранів є розрахунковою.

Визначаємо характеристичне значення $M_{\max}$ і $Q_{\max}$:

$$M_{\text{хар}} = \sum F_i * y_i$$

$$M_{\text{хар}} = 370(0.897 + 1.321 + 2.989 + 2.613) + 350(0.567 + 0.191) = 3160 \text{ кНм}$$

Розрахункове значення:

$$M_X = M_{\text{хар}} * \psi * \gamma_{fm} * K_{\text{дин}}$$

де $K_{\text{дин}} = 1,2$ – коефіцієнт динамічності.

Визначаємо поперечне горизонтальне зусилля на колесі при розрахунку підкранової балки:

$$T^n = 0,1 F^n = 0.1 * 370 = 37 \text{ кН}$$

Розрахункові зусилля на колесі крана:

$$T_k = 0,1 * F_{\max} * y_f * K_{\text{дин}} = 0.1 * 370 * 1.1 * 1.2 = 50 \text{ кН}$$

Момент в горизонтальній площині відносно осі у-у:

$$M_{y-y} = \sum h_i * y_i = 50(0.897 + 1.321 + 2.989 + 2.613 + 0.567 + 0.191) = 430 \text{ кНм}$$

Мах поперечна сила на опорі:

$$Q_{\max} = 370 * 1.1 * 1.2 * 0.95(1 + 0.93 + 0.67 + 0.6 + 0.24 + 0.17) = 1675 \text{ кН}$$

Підбір перерізу балки.

Мінімальна висота підкранової балки визначається за формулою:

$$h_{\min} = \frac{5\gamma_c R_y L}{24\beta E} \left[\frac{L}{f} \right] \frac{M_x^{\text{хар}}}{M_x}$$

$$\text{Де } \beta = 1 + \frac{2M_{y-y} h_B}{M_x^{\text{хар}} h_T}$$

При визначенні коеф. β попередньо приймаємо висоту ПБ в межах 1/6...1/9 прольоту.

Приймаємо 1/9 прольоту - $h_{\text{ПБ}} = 1,4\text{м}$.

$h_{\text{Т}}$ – висота гальмівної конструкції, приймаємо попередньо рівною ширині нижньої частини колони = 1500 мм.

$$\beta = 1 + \frac{2 * 430 * 1,4}{3160 * 1,25} = 1,3$$

$$\text{Отже, } h_{\text{min}} = \frac{5 * 1,1 * 24 * 1200}{24 * 1,3 * 2,1 * 10^4} * 400 * \frac{3160}{3755} = 81,4\text{см}.$$

Приймаємо $h_{\text{ПБ}} = 1400\text{мм}$

Оптимальна висота балки з умов економічності:

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W}{t_w}} = 1.1 \sqrt{\frac{10941}{1.4}} = 97.24\text{см}$$

Де W – необхідний момент опору при згині відносно $x-x$

$$W = \frac{M_{x-x}}{R_y \gamma_c} = \frac{3755 * 100}{24 * 1.1 * 1.3} = 10941 \text{ см}^3$$

Товщина стінки: $t = 7 + 3h = 7 + 3 * 1.4 = 11.2\text{мм}$, остаточно прийmemo 14мм.

Мінімальна висота стінки з умови міцності на зріз в опорному перерізі:

$$\tau_{w.m} = \frac{kQ_{\text{max}}}{h_{\text{ст}} m R_{\text{срез}}} = \frac{1,5 * 1675}{140 * 1 * 0,58 * 24} = 1,3$$

Проектуємо ПБ несиметричного профілю з гальмівною конструкцією у вигляді листа та швелеру:

Сума площі поясів:

$$\begin{aligned} F_{\text{п}} &= F^{\text{вп}} + F^{\text{нп}} = 2 \left(\frac{W}{h_{\text{ст}}} - 0.167 t_{\text{ст}} h_{\text{ст}} \right) = 91 \text{ см}^2 \\ F^{\text{вп}} &= \frac{F_{\text{п}}}{1 + \beta^2} = \frac{91}{1 + 0,9^2} = 50 \text{ см}^2 \\ F^{\text{нп}} &= 91 - 50 = 41 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Приймаємо ширину поясу $\left(\frac{1}{2,5} \dots \frac{1}{5} \right) h$

Оскільки, різниця в площі поясів невелика, проектуємо балку симетричного перетину. Приймаємо верхній та нижній пояси однакової ширини з універсальної сталі(ДСТУ 8540-2015) – 300х20мм.

Гальмівний лист заводять на верхній пояс підкранової балки на величину не меншу за розмір

$$c_1 \geq 5t_d = 5 \cdot 8 = 40 \text{ мм}$$

і на підтримуючий швелер на відстань не меншу за розмір

$$c_2 = b_f - (15...20) \text{ мм} = 70 - (15...20) = 55 \text{ мм}.$$

Обрахувавши отриманий переріз в модулі «Конструктор перерізів» програмного комплексу SCAD визначаємо всі необхідні геометричні характеристики для подальшого розрахунку перерізу.

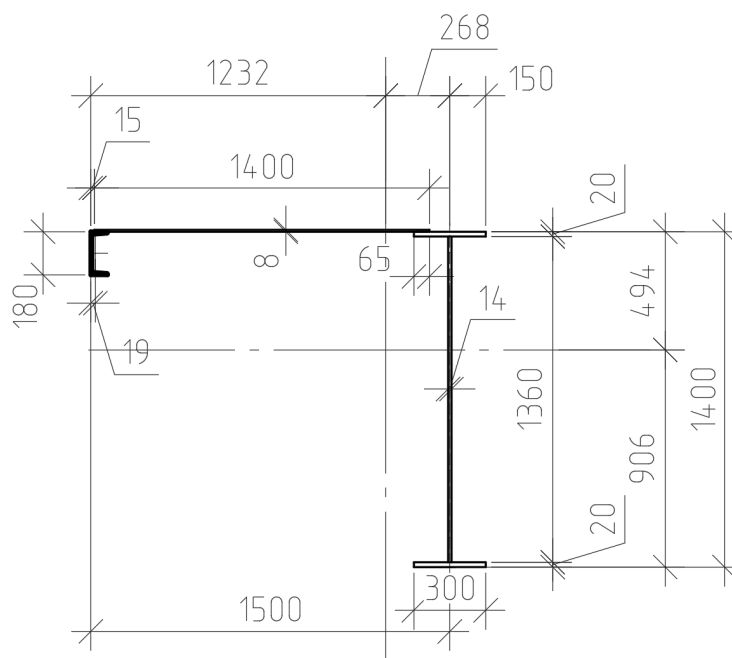
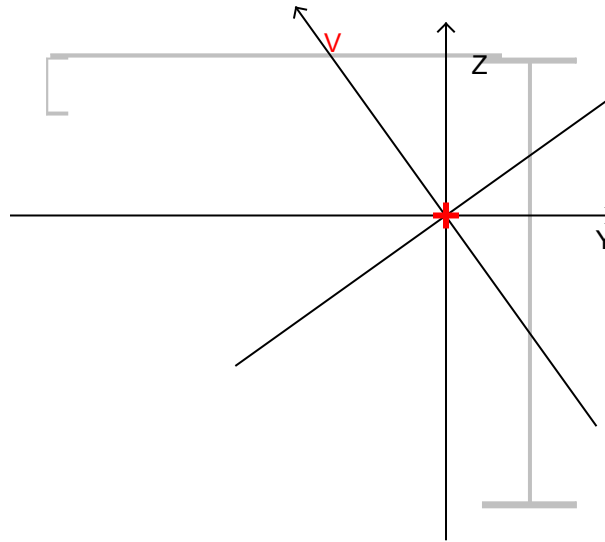


Рис.2.31 Схема перерізу підкранової балки із гальмівною конструкцією



Елемент перерізу	Кут	Дзеркально
Лист 1360 x 14	90 град	-
Лист 300 x 20	0 град	-
Лист 300 x 20	0 град	-
Лист 1400 x 8	0 град	-
Швелер сталевий гарячекатаний за ДСТУ 3436-96 18У	0 град	-

Габарити 1650 x 1408 мм

Геометричні характеристики			
	Параметр	Значення	Одиниця вимірювання
A	Площа поперечного перерізу	443,1	см ²
A _{v,y}	Умовна площа зрізу вздовж осі U	226,803	см ²
A _{v,z}	Умовна площа зрізу вздовж осі V	217,532	см ²
α	Кут нахилу головних осей інерції	35,6	град
I _y	Момент інерції відносно центральної осі Y1 паралельної осі Y	1309196,508	см ⁴
I _z	Момент інерції відносно центральної осі Z1 паралельної осі Z	937061,435	см ⁴
I _t	Момент інерції за вільного крутіння	294,296	см ⁴
i _y	Радіус інерції відносно осі Y1	54,357	см
i _z	Радіус інерції відносно осі Z1	45,987	см
W _{u+}	Максимальний момент опору відносно осі U	17434,234	см ³
W _{u-}	Мінімальний момент опору відносно осі U	15135,985	см ³
W _{v+}	Максимальний момент опору відносно осі V	8799,703	см ³
W _{v-}	Мінімальний момент опору відносно осі V	6605,969	см ³
W _{pl,u}	Пластичний момент опору відносно осі U	24079,42	см ³
W _{pl,v}	Пластичний момент опору відносно осі V	13435,912	см ³
I _u	Максимальний момент інерції	1700483,547	см ⁴
I _v	Мінімальний момент інерції	545774,396	см ⁴
i _u	Максимальний радіус інерції	61,949	см
i _v	Мінімальний радіус інерції	35,096	см
a _{u+}	Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U)	14,909	см
a _{u-}	Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U)	19,859	см
a _{v+}	Ядрова відстань вздовж позитивного	39,346	см

	напрямку осі Z(V)		
a _v	Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V)	34,159	см
y _m	Координата центру мас по осі Y	-3,132e-014	см
z _m	Координата центру мас по осі Z	0	см
I ₁	Момент інерції відносно глобальної осі Y	1309196,508	см ⁴
I ₂	Момент інерції відносно глобальної осі Z	937061,435	см ⁴
I _p	Полярний момент інерції	2246257,943	см ⁴
i _p	Полярний радіус інерції	71,2	см
W _p	Полярний момент опору	16824,095	см ³

Нормальні напруження від дії згинального моменту $M_{x-x} = 3160 \text{ кН*м}$

$$\sigma_{x-x} = \frac{3160 * 100}{1309196} \cdot 90,6 = 21,86 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2$$

Нормальні напруження від дії згинального моменту $M_{y-y} = 430 \text{ кН*м}$

$$\sigma_{y-y} = \frac{430 * 100}{937061} \cdot 41,8 = 1,91 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2$$

Сумарні напруження для точки А:

$$\sigma_{x-x} + \sigma_{y-y} = 21,86 + 1,91 = 23,77 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2$$

Технологічні рішення та організація будівництва

3.1 Характеристика будівельного майданчика

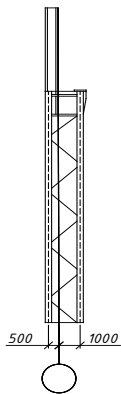
Майданчик, відведений під будівництво, характеризується невисокою щільністю забудови будівлями, спорудами та інженерними комунікаціями. Існуючі інженерні мережі не перетинають територію, на якій зводиться будівля, а отже, їх перенесення не потрібне. У районі розміщення цеху, що проектується розташовані існуючі автодороги, які можуть бути використані для подачі конструкцій і матеріалів. Будівництво здійснюється в одну чергу.

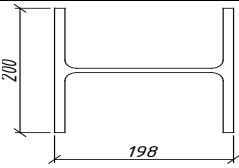
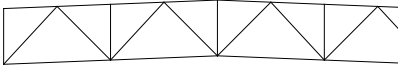
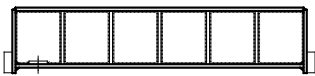
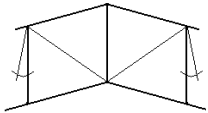
3.2 Геодезична підготовка будівельного майданчика

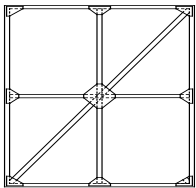
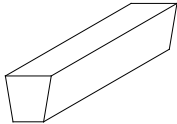
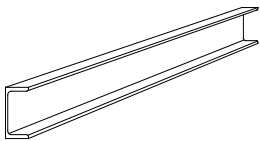
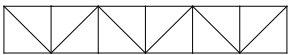
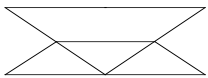
Перед розбивкою будівлі необхідно виконати зрізання рослинності з метою збереження родючого шару ґрунту та його подальшого використання при озелененні території. За планувальну відмітку будівельного майданчика прийняти відмітку 114,23 м. Розбивку будівлі виконати від існуючої розбивочної будівельної сітки комбінату. Положення головних осей будівлі закріплюють на місцевості шляхом встановлення стовпів і натягування дроту. На деякій відстані від осевих стовпів на випадок їх пошкодження під час виконання робіт бажано встановити контрольні знаки закріплення осевих ліній.

3.3 Об'єми будівельно-монтажних робіт

Таблиця «Специфікація збірних залізобетонних та металевих конструкцій»

Найменування	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний Об'єм (м ³)/маса (т)
Колони К1		-	2,23	42	- / 93,66
Колони К2		-	2,81	4	- / 11,24

Найменування	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний Об'єм (м ³)/маса (т)
Фахверк віколони, ФК1		-	0,735	2	- / 1,47
Ферми Ф1		-	3,31	23	- / 76,13
Підкранові балки ПБ1		-	2,312	8	- / 18,5
Підкранові балки ПБ2		-	2,58	34	- / 87,72
Підкранові балки ПБ3		-	1,893	3	- / 5,68
Прогони ПР1		-	0,41	36	- / 14,76
Прогони ПР2		-	0,43	119	- / 51,17
Ліхтар		-	0,8	19	- / 15,2
Віконні рами світлоаераційних ліхтарів		-	0,037	136	- / 5,032
Стінові сендвіч-панелі 1 x 2,4		-	0,046	4048	- / 184,59
Стінові сендвіч-панелі 1 x 2,6		-	0,049	251	- / 12,3
Стінові сендвіч-панелі 1 x 2,8		-	0,053	50	- / 2,65
Стінові сендвіч-панелі 1 x 3,5		-	0,067	12	- / 0,81

Найменування	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний Об'єм (м ³)/маса (т)
Ворота В1		-	0,9	2	1,8
Ворота В2		-	1,18	1	1,18
Фундаментні балки 12 м ФБ1		1,76	4,4	46	81 / 202,4
Стінові ригелі СР1		-	0,17	378	- / 64,26
Стінові ригелі СР2		-	0,09	50	- / 4,5
Гальмівні ферми ГФ1		-	1,28	8	- / 10,24
Гальмівні ферми ГФ2		-	1,35	37	- / 49,95
Вертикальні в'язеві ферми ВВФ1		-	1,52	20	- / 30,4
Вертикальні в'язеві ферми ВВФ2		-	1,6	10	- / 16
Вертикальні в'язеві ферми ВВФ3		-	1,76	6	- / 10,56
В'язі ВВ1		-	0,08	16	- / 1,28
В'язі ВВ2		-	0,11	8	- / 0,88
В'язі ВВ3		-	0,16	16	- / 2,56
В'язі ВВ4		-	0,44	4	- / 1,76
В'язі В1		-	0,18	16	- / 2,88
В'язі В2		-	0,06	24	- / 1,44
В'язі В3		-	0,18	80	- / 14,4
В'язі В4		-	0,08	48	- / 3,84

Найменування	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний Об'єм (м ³)/маса (т)
Розпірки Р1		-	0,47	75	- / 35,25
Розпірки Р2		-	0,13	15	- / 1,95

Відомість об'єму будівельно-монтажних робіт

№	Найменування	Од. виміру	Формула підрахунку	Об'єм робіт
Роботи нульового циклу				
1	Зрізання рослинного шару	1000м ³	$V = (252+2 \cdot 15)(24+2 \cdot 15) \cdot 0,2$	3,046
2	Планування площадки	1000 м ²	$S = (252+2 \cdot 15)(24+2 \cdot 15)$	15,228
3	Розробка ґрунту:	$V_{\text{общ}} = 2 \cdot 21 \cdot 51,7 + 2 \cdot 68,5 = 2,533 \text{ тыс. м}^3$		
	- на транспорт	1000 м ³	$V_{\text{т}} = 6,6 \cdot 6 + 12,7 \cdot 42 + 2 \cdot 27,36$	0,628
	- у відвал		$V_{\text{от}} = V_{\text{общ}} - V_{\text{тр}} = 2,53 - 0,628$	1,9
4	Підчищення дна окремих котлованів	100 м ³	$V_{\text{подч}} = 3,39 \cdot 6 + 21 \cdot 2 \cdot 2,56 + 2 \cdot 3,84$	1,36
5	Гідроізоляція монолітних фундаментів	100 м ³		14,73
6	Зворотня засипка ґрунту	1000 м ³	$V_{\text{зас}} = V_{\text{от}}$	1,9
7	Ущільнення ґрунту	100 м ³	$V_{\text{упл}} = V_{\text{зас}}$	19
8	Улаштування монолітних фундаментів	100 м ³	$V = 42 \cdot 12,7 + 2 \cdot 27,36$	5,88
Монтажні роботи				
9	Монтаж колон	т.		104,9
10	Монтаж вертикальних в'язей у вигляді ферм	т		56,96
11	Підкранові балки	т.		114,53
12	Монтаж горизонтальних в'язей	т.		66,24
13	Монтаж кроквяних ферм	т.		76,13

14	Монтаж каркасів ліхтарів	т		15,2
15	Монтаж ліхтарних оправ	100 м ²		19,58
16	Монтаж фундаментних балок	100 шт.		0,46
17	Монтаж прогонів	т		65,93
18	Монтаж фахверку	т		45,63
19	Монтаж стінових сендвіч-панелей	100 шт		105,5
20	Монтаж сходів та майданчиків	т		69,2
21	Монтаж воріт	т		3,1
22	Монтаж профлиста	т		72,864

Покрівельні роботи				
23	Наклеювання рулонного матеріалу	100 м ²		121,44
24	Улаштування теплоізоляції	100 м ²		60,72
Кам'яні роботи				
25	Цегляна кладка стін	1 м ³		137,484
Оздоблення				
26	Оздоблення фасадних вікон	100 м ²		19,58
27	Оштукатурювання цегляних стін	100 м ²		7,236
28	Облаштування основи під підлогу	100 м ³		6,072
29	Улаштування підлоги	100 м ²		60,72
30	Зовнішнє фарбування	100 м ²		4,818
31	Внутрішнє фарбування	100 м ²		112,818
32	Улаштування підготовки під відмостку	1 м ³		30,3
33	Улаштування відмостки	100 м ²		3,03

3.4 Вибір комплексу машин для земляних робіт

Комплект машин і механізмів для виконання земляних робіт визначається обсягами та характером земляних робіт, термінами їх виконання, розмірами земляної споруди, групою ґрунтів. З урахуванням цього визначаються найменування, марки та необхідна кількість машин для земляних робіт, марки та кількість автосамоскидів для транспортування ґрунту. Приймаємо бульдозер ДЗ-17, базова машина Т-100, потужність двигуна 79 кВт. Беремо екскаватор із зворотним ковшем ЕЗ-3322В:

ємність ковша 0,63 м³;

найбільша глибина копання котловану 4,3 м;

потужність двигуна 59 кВт.

Вибір автомобілів – самоскидів

Необхідна кількість автосамоскидів на зміну:

$$n = \frac{V_{об} \cdot t_{ц}}{V_k \cdot 8,2};$$

$$\text{де } t_{ц} = t_n + t_p + t_{тр} = \frac{V_k}{\Pi_p} + t_p + \frac{2 \cdot L}{V_{ср}},$$

де $V_{об}$ - об'єм ґрунту, який потрібно вивезти за зміну, м³;

$V_k = 6,5 \text{ м}^3$ - об'єм кузовів самоскидів, що використовуються;

$t_{ц}$ - час одного повного робочого циклу автосамоскида, година;

$t_{п}$ - час завантаження одного самоскида на годину;

$t_p = 0,033 \text{ год.}$ - час на розвантаження та маневри;

$L = 2000 \text{ м}$ - відстань транспортування ґрунту;

$\Pi_p = 6,2 \text{ м}^3/\text{год}$ - годинна продуктивність екскаватора;

$V_{ср} = 60 \text{ км/год}$ - середня швидкість автосамоскида в обидва кінці.

Об'єм ґрунту, який необхідно вивезти за зміну, визначається таким чином:

$$V_{об} = \frac{V_{сп}}{t \cdot n_{см}} = \frac{628}{2 \cdot 2} = 157 \text{ м}^3,$$

де $V_{\text{гр}}$ – об'єм ґрунту, що видобувається для транспортування, м^3 ;

t – тривалість розробки ґрунту, днів;

$n_{\text{см}}$ – кількість змін.

$$t_{\text{ц}} = \frac{6,5}{62} + 0,033 + \frac{2 \cdot 2}{60} = 0,2 \text{ год}$$

Тоді:

$$N = \frac{157 \cdot 0,2}{6,5 \cdot 8,2} \approx 1 \text{ шт.}$$

Приймаємо 1 самоскид КрАЗ-256 з такими характеристиками:

об'єм кузова – $6,5 \text{ м}^3$;

вантажопідйомність – 11 т ;

потужність двигуна – $176,5 \text{ кВт}$;

максимальна швидкість з вантажем – 65 км/го

3.5 Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу конструкцій

Вибір ведучого механізму для монтажу конструкцій здійснюється залежно від конструктивних особливостей та розмірів будівлі, від габаритів і ваги конструкцій, що монтуються, від механічних характеристик крана, висоти підйому гака.

Основними робочими параметрами є:

1. Необхідна вантажопідйомність

$$2. \quad Q = m_{\text{е}} + m_{\text{т}} = 5,52 + (2,712 + 0,084) = 8,316 \text{ т,}$$

де $m_{\text{е}}$ – маса найбільш важкого елемента,

$m_{\text{т}}$ – маса механічних засобів.

2. Необхідна мінімальна висота підйому вантажного гака

$$H_{\text{ТР}} = h_0 + h_{\text{е}} + h_{\text{в}} + h_{\text{р}} = 22,75 + 1,5 + 7 + 0,5 = 31,75 \text{ м,}$$

де h_0 – відстань від рівня стоянки крана до монтажного рівня будівлі,

$h_{\text{е}}$ – висота елемента, що монтується,

$h_{\text{в}}$ – висота вантажозахоплювального механізму,

$h_{\text{р}}$ – відстань від нижньої частини елемента, що монтується, до монтажного

рівня.

Необхідний виліт стріли:

$$l_{\min} = \frac{(H_1 - h_{ш})(d + 0,5 + e)}{h_c + h_n} + q = \frac{(6,75 + 3 - 1,85)(6 + 0,5 + 0,3)}{4 + 3} + 1,2 = 8,9 \text{ м},$$

де H_1 – висота головки стріли над рівнем стоянки крана, м;

$h_{ш}$ – висота шарніра п’яти стріли над рівнем стоянки крана, м;

h_n – висота поліспада крана, м;

d – величина частини конструкції, що виступає від центру стропування у бік гака, м;

0,5 – мінімально допустима відстань від конструкцій стріли до елемента, що монтується, м;

e – відстань від зовнішньої грані стріли крана до її осі на рівні елемента, що монтується, м;

q – відстань від осі обертання крана до опорного шарніра стріли, м.

Необхідна довжина стріли

$$L = \sqrt{(l_{\min} - q)^2 + (H_1 - h_{ш})^2} = \sqrt{(8,9 - 1,2)^2 + (9,75 - 1,85)^2} = 11 \text{ м}.$$

Приймаємо баштово-стріловий кран СКГ-40А з такими характеристиками:

довжина стріли – 25 м; довжина висувної стріли – 20,5 м.

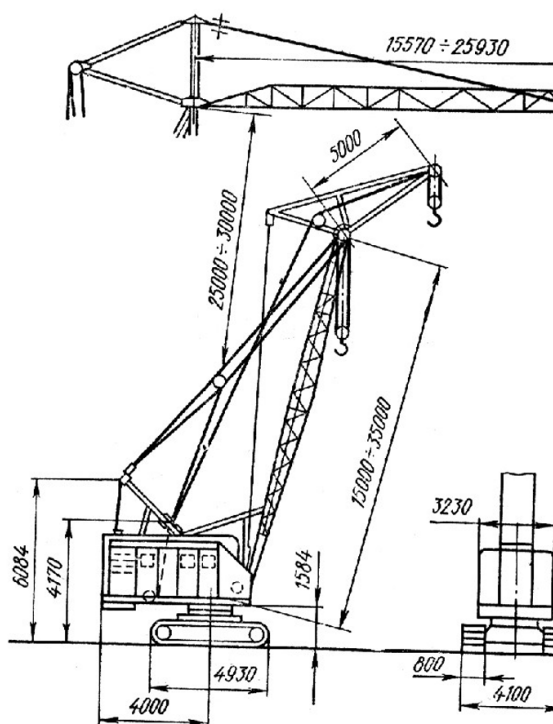


Рис. 3.1 Кран СКГ-40А

3.6 Об'єктний бюджетплан

Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будівель

Назва та кількість тимчасових будівель залежать від кількості працівників. Максимальна кількість працівників визначається з розрахунку сітьового графіка. При цьому умовно приймається, що в найбільш завантажену зміну працюють 80% ІТП, службовців та МОП. Розрахунок наведено в таблиці

Таблиця Розрахункова кількість працівників

Кількість робітників у зміну з максимальним навантаженням, R	Робітники неосновного виробництва, R ₁	ІТП R ₂	Службовці, R ₃	МОП та охорона, R ₄	Розрахункова кількість працюючих, R _{розр}
R	$R_1 = 0,1 \cdot R$	$R_2 = 0,12 \cdot (R_1 + R)$	$R_3 = 0,02 \cdot (R_1 + R_2)$	$R_4 = 0,1 \cdot (R + R_1 + R_2 + R_3)$	$R_{розр} = R + R_1 + R_2 + R_3 + R_4$
44	$0,1 \cdot 44 = 5$	$0,12 \cdot (44 + 5) = 6$	$0,02 \cdot (5 + 6) = 1$	$0,1 \cdot (44 + 5 + 6 + 1) = 6$	$44 + 5 + 6 + 1 + 6 = 62$

Розрахунок тимчасових будівель виконується за таблицею

Таблиця Розрахунок тимчасових будівель і споруд

№ п/п	Назва тимчасових будівель	R _{розр}	Норми на одного працівника, м ²	Розр. площ. м ²	Тип будівлі,	Розміри будівлі, м	Кільк. будівель, шт.	Заг. площа, м ²
1	Прорабська	13	4,8	62,4	Контейнерна	6,9 x 12	1	82,8
2	Диспетчерська	3	7	21	Контейнерна	2,7 x 6	2	32
3	Гардеробна	44	0,9	39,6	Контейнерна	27 x 6	1	162
	Душова	44	0,43	18,9				
4	Приміщення для обігріву працівників	44	1	44	Контейнерна	2,7 x 9	3	72,9
	Приміщення для сушіння	44	0,2	8,8				
5	Столова	44	0,6	26,4	Пересувна	12,1 x 6,3	1	76
6	Умивальня	62	0,05	3,1	Пересувна	3,1 x 8,5	1	26,35
7	Туалет	62	0,07	4,34	Контейнерна	2,7 x 1,0	2	5,4
8	Мед. кімната	62	-	20	Пересувна	2,7 x 7,9	1	21,33

Оскільки будівля, що споруджується, розташована на території заводу, яка оточена парканом і має прохідні біля в'їздів, то немає сенсу встановлювати прохідні безпосередньо біля будівельного майданчика.

Розрахунок складів будівельних матеріалів і конструкцій

Тип і розміри складів визначаються найменуванням і кількістю матеріалів, виробів та конструкцій, що складуються, нормами запасу та методами складування. Потреба ($Q_{об}$) визначається з урахуванням прийнятих об'ємно-планувальних рішень. Час використання (T) розглянутих матеріалів і конструкцій визначається за мережевим графіком будівництва об'єкта. Норма запасу матеріалу (T_n) залежить від виду транспорту та відстані перевезення. Кількість матеріалів і конструкцій, що підлягають складуванню, визначається за формулою:

$$Q_{ск} = \frac{Q_{об}}{T} \cdot T_n \cdot K_1 \cdot K_2,$$

де $K_1=1,1$ – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів;

$K_2=1,3$ – коефіцієнт нерівномірності виробничого споживання матеріалів.

Площа складу

$$F_{ск} = \frac{Q_{ск}}{q \cdot K_3},$$

де q – норма складування матеріалів і конструкцій на 1 м^2 складу;

K_3 – коефіцієнт використання складу, що визначається залежно від матеріалів і конструкцій, які складуються. Розрахунок тимчасових складів наведено в таблиці

Таблиця розрахунку складів будівельних матеріалів та конструкцій

№ п/п	Наймену в.	Од. Вим.	Заг. потреба $Q_{об}$	Час Вик. T , дн	Норма запасу, T_n , дн	К-т нерівномір. постачання, K_1	К-т нерівномірн споживання, K_2	Кільк. мат. для складування, $Q_{ск}$	Норма склад. на 1 м^2 , q	К-т вик. складу, K_3	Розр. площа, $F_{скл}$	Тип складу
1	Сендвіч-панели	100 м^2	105,5	100	12	1,1	1,3	18,1	13	0,6	2,32	Закритий неопалювальний
2	Скло	100 м^2	19,58	11	12	1,1	1,3	30,54	4	0,8	9,55	
3	Металеві Констр.	т	678,7	164,5	12	1,1	1,3	70,8	0,3	0,8	295	

Розрахунок тимчасового водопостачання

Розрахунок тимчасового водопостачання зводиться до визначення потреби у воді для виробничих ($Q_{вр}$), господарських ($Q_{госп}$) та протипожежних ($Q_{пож}$) цілей, а також до визначення діаметра водопровідної напірної мережі.

Витрата води для виробничих цілей:

$$Q_{пр} = 1,2 \cdot \sum \frac{Q_{ср} \cdot k_1}{8,2 \cdot 3600},$$

де 1,2 – коефіцієнт на невраховані витрати;

$Q_{ср}$ – середня виробнича витрата води за зміну, л;

$k_1 = 1,6$ – коефіцієнт змінної нерівномірності витрати води.

Таблиця Сумарні виробничі витрати води

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Питома витрата, л	Кільк.	Розр. витрати. л
1	Приготування бетону	м3	300	593	177900
2	Приготування розчину	м3	300	572	171600
3	Робота екскаваторів	маш.-год	15	26,43	396,45
4	Висадження дерев	од	300	20	6000
5	Висадження газонів	м ²	300	100	30000
Загальні витрати					385896

$$Q_{пр} = 1,2 \cdot \sum \frac{385896 \cdot 1,6}{8,2 \cdot 3600} = 25,1 \text{ л/с.}$$

Витрати води для господарсько побутових потреб:

$$Q_{госп} = \frac{R_{\max}}{3600} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_1}{8,2} + n_2 \cdot k_2 \right) = \frac{44}{3600} \cdot \left(\frac{12,5 \cdot 1,6}{8,2} + 30 \cdot 0,35 \right) = 0,16 \text{ л/с,}$$

де $R_{\max}$ – найбільша кількість робітників у зміну;

$n_1=12,5$ л – норма споживання води на 1 особу за зміну для майданчиків без каналізації;

$n_2=30$ л – норма споживання води на один душ;

$k_1=0,35$ – коефіцієнт, що враховує співвідношення кількості осіб, які користуються душем, до найбільшої кількості робітників у змінну.

Витрата води для протипожежних цілей визначається з розрахунку одночасної роботи щонайменше двох пожежних гідрантів із витратою води 5 л/с на кожен

$$Q_{\text{пож}} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ л/сек.}$$

Загальні витрати води

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{поб}} + Q_{\text{пож}} = 25,1 + 0,16 + 10 = 35,26 \text{ л/с.}$$

Оскільки витрата води на виробничі цілі перевищує потреби на протипожежні та господарсько-побутові цілі, то розрахунок діаметра трубопроводу проводимо виключно виходячи з виробничих потреб, які є визначальними.

$$\text{Діаметр тимчасового водопроводу на вході: } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{пр}}}{\pi \cdot V \cdot 1000}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 25,1}{3,14 \cdot 1,75 \cdot 1000}} = 0,135$$

м,

де $V = 1,75$ м/с – швидкість руху води по трубах малого діаметра.

Приймаємо діаметр водопроводу таким, що дорівнює 140 мм.

3.7 Методи виконання будівельно-монтажних робіт

Роботи нульового циклу

Перед влаштуванням фундаментів необхідно виконати низку земляних робіт:

- зрізання рослинного шару;
- вирівнювання будівельного майданчика. За вирівнювальну відмітку прийняти відмітку 114,23 м.;
- викопування котлованів під окремі фундаменти.

Зрізання рослинного шару та планування виконуються бульдозером ДЗ-17 на базовій машині Т-100, для риття котлованів застосовувати екскаватор із зворотним ковшем ЕЗ-3322В.

Після відривання котлованів екскаватором необхідно виконувати ручну доробку ґрунту.

Бетонування фундаментів проводити за допомогою бетононасосу СБ-95. Бетонні суміші слід укладати в бетоновані конструкції горизонтальними шарами однакової товщини без розривів, з послідовним напрямком укладання в одну сторону у всіх шарах. При ущільненні бетонної суміші не допускається опора

вібраторів на арматуру та закладні вироби, тяжі та інші елементи кріплення опалубки. Глибина занурення глибинного вібратора в бетонну суміш повинна забезпечувати його заглиблення в раніше укладений шар на 5–10 см. Крок перестановки глибинних вібраторів не повинен перевищувати півтора радіуса їх дії, поверхневих вібраторів - повинен забезпечувати перекриття на 100 мм майданчиком вібратора межі вже провіброваної ділянки.

При досягненні бетоном міцності 1,5 МПа виконати розпалубку, вертикальну гідроізоляцію та зворотне засипання котловану бульдозерами ДЗ-17.

Монтаж металоконструкцій каркаса

Перед початком монтажу необхідно підготувати конструкції. Деформовані конструкції слід виправити. Виправлення можна виконувати без нагрівання пошкодженого елемента (холодне виправлення) або з попереднім нагріванням (виправлення в гарячому стані) термічним чи термомеханічним методом. Холодне виправлення допускається тільки для плавно деформованих елементів. Холодне виправлення конструкцій слід проводити способами, що виключають утворення вм'ятин, вибоїн та інших пошкоджень на поверхні прокату.

Монтаж металоконструкцій каркаса проводити комплексним методом секціями по 12 м за допомогою крана СКГ-40А, починаючи з осі 22. Для підйому будівельних конструкцій використовують вантажозахоплювальні пристрої у вигляді гнучких сталевих канатів, різного роду траверс. Монтаж підкранових балок виконувати траверсою 1968Р-9; монтаж щитів покриття – траверсою 15946Р-13; ферм – траверсою 15946Р-11.

Проектне закріплення конструкцій, встановлених у проектне положення, за допомогою монтажних з'єднань на болтах слід виконувати одразу після інструментальної перевірки точності положення та вирівнювання конструкцій. При складанні з'єднань отвори в деталях конструкцій повинні бути суміщені, а деталі зафіксовані від зміщення монтажними пробками (не менше двох), а пакети щільно стягнуті болтами. У з'єднаннях з двома отворами монтажну пробку встановлюють в один з них. Головки та гайки болтів, у тому числі фундаментних, повинні після

затягування щільно (без зазорів) стикатися з площинами шайб або елементів конструкцій, а стрижень болта виступати з гайки не менше ніж на 3 мм.

У з'єднаннях на високоміцних болтах поверхні деталей, що стикаються, повинні бути очищені від окалини вогневою обробкою. З поверхонь, що підлягають, а також не підлягають обробці сталевими щітками, необхідно попередньо видалити масляні забруднення. Стан поверхонь після обробки і перед складанням слід контролювати і фіксувати в журналі. До складання з'єднань оброблені поверхні необхідно захищати від потрапляння на них бруду, мастила, фарби та утворення льоду. У разі недотримання цієї вимоги або початку складання з'єднання через понад 3 доби після підготовки поверхонь їх обробку слід повторити. Після контролю натягу та приймання з'єднання всі зовнішні поверхні стиків, включаючи головки болтів, гайки та частини різьби болтів, що виступають з них, повинні бути очищені, заґрунтовані, пофарбовані, а щілини в місцях перепаду товщини та зазори в стиках зашпакльовані. Усі роботи з натягування та контролю натягу слід реєструвати в журналі виконання з'єднань на болтах з контрольованим натягом.

Болти у фланцевих з'єднаннях повинні бути натягнуті на розрахункові зусилля обертанням гайки до розрахункового моменту закручування. Контролю натягу підлягають 100 % болтів.

Конструкції з монтажними зварними з'єднаннями слід закріплювати у два етапи — спочатку тимчасово, потім згідно з проектом.

Краї зварюваних елементів у місцях розташування швів та прилеглі до них поверхні шириною не менше 20 мм при ручному або механізованому дуговому зварюванні, а також місця приєднання початкових і кінцевих планок необхідно зачищати, видаляючи іржу, жири, фарбу, бруд, вологу тощо. Шви з'єднань конструкцій товщиною понад 20 мм при ручному дуговому зварюванні слід виконувати способами, що забезпечують зменшення швидкості охолодження зварного з'єднання. При двосторонньому ручному або механізованому дуговому зварюванні стикових, таврових і кутових з'єднань з повним проплавленням необхідно перед виконанням шва зі зворотного боку видалити його корінь до чистого бездефектного металу. Початок і кінець шва стикових, кутових і таврових з'єднань, що виконуються автоматизованими видами зварювання, слід виводити за

межі зварюваних елементів на початкові та вивідні планки. Після закінчення зварювання планки повинні бути видалені кисневим різанням. Місця, де були встановлені планки, необхідно зачистити абразивним інструментом. При поелементній побудові каркаса будівлі необхідно дотримуватися такої послідовності та правил встановлення конструкцій:

- встановити першими в кожному ряду колони, між якими розташовані вертикальні зв'язки, закріпити їх фундаментними болтами, а також розпірками типу ПП «Промстальконструкція» 2008-09. Колони встановлюються фрезерованими торцями на заздалегідь вивірені закладні опорні металеві деталі.

- розкріпити першу пару колон зв'язками та підкрановими балками;

- встановити після кожної чергової колони підкранову балку або розпірку, а в зв'язковій панелі - попередні зв'язки;

- підкранові балки прольотом 12 м по рядах колон будівлі слід укрупнити в блоки разом з гальмівними конструкціями та крановими рейками;

- починати встановлення конструкцій покриття з панелі, в якій розташовані горизонтальні зв'язки між кроквяними фермами;

- тимчасово закріпити першу пару кроквяних ферм розпірками, а надалі кожну наступну ферму - розпірками або монтажними розпірками

- знімати розчалки та монтажні розпірки дозволяється тільки після закріплення та вирівнювання положення кроквяних ферм, встановлення та закріплення у зв'язкових панелях вертикальних і горизонтальних зв'язків, у рядових панелях - розпірок по верхніх і нижніх поясах кроквяних ферм;

- укладання сталевих настилу допускається лише після приймання робіт з монтажу, проектного закріплення всіх елементів конструкції на ділянці покриття, що закривається настилом, та фарбування поверхонь, до яких примикає настил.

Листи профільованого настилу слід укласти та притискати (у місцях нахлесту) без пошкодження цинкового покриття та спотворення форми. Роботи виконувати з навісних підмостків та майданчиків. Зварні з'єднання, якість яких потрібно перевіряти під час монтажу фізичними методами, слід контролювати одним із таких методів: радіографічним або ультразвуковим в обсязі 5 % — при ручному або механізованому зварюванні та 2 % — при автоматизованому зварюванні.

Охорона праці

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Законодавство України з охорони праці складається з конституційних гарантій прав громадян у цій сфері, спеціального Закону України «Про охорону праці» [1], Кодексу законів про працю України, низки інших законів, пов'язаних з охороною життя і здоров'я громадян в процесі їх трудової діяльності, державних міжгалузевих, галузевих та інших нормативних актів, яким надано чинність правових норм, обов'язкових для виконання.

У Конституції України [2], стверджується: «Людина, її життя і здоров'я, честь і гідність, недоторканність і безпека визнаються в Україні найвищою соціальною цінністю». В інших статтях проголошені права громадян на:

1. належні, безпечні і здорові умови праці (ст. 43);
2. соціальний захист, забезпечення їх у разі повної, часткової або тимчасової втрати годувальника (ст. 46);
3. на охорону здоров'я, медичну допомогу та медичне страхування (ст.49);
4. на безпечне для життя і здоров'я довкілля та відшкодування завданої порушенням цього права шкоди (ст. 50).

Одним із основних законів України, що встановлює вимоги до охорони праці в процесі трудової діяльності, регулює відносини між роботодавцем підприємства і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища, а також встановлює єдиний порядок організації охорони праці в державі є Закон України «Про охорону праці». Специфічною особливістю українського Закону, що регламентує правову основу охорони праці, є високий рівень прав і гарантій працівникам. Вперше в історії держави працівникам було надано право відмовитися від дорученої роботи, якщо створилася виробнича ситуація, небезпечна для його життя чи здоров'я або для людей, які його оточують, і навколишнього природного середовища. Розширено права працівників у соціальних гарантіях відшкодування збитків у випадку ушкодження їх здоров'я на виробництві. Передбачається нова система фінансування охорони праці, формування системи страхування від нещасних випадків і профзахворювань, посилюється централізація планування. Договірне регулювання з питань охорони праці поставлено на

високий рівень, передбачається значна участь громадських інституцій у цьому процесі.

В цьому Законі визначені основні принципи державної політики в галузі охорони праці, серед яких можна зазначити наступне:

1. Пріоритет життя і здоров'я працівників;
2. Повна відповідальність роботодавця за створення безпечних і нешкідливих умов праці;
3. Соціальний захист працівників, які потерпіли від нещасних випадків на виробництві і професійних захворювань;
4. Встановлення єдиних нормативів з охорони праці для всіх форм власності і видів їх діяльності;
5. Здійснення навчання населення, професійної підготовки і підвищення кваліфікації працівників з питань охорони праці;
6. Використання економічних методів управління охороною праці тощо.
7. Забезпечення координації діяльності державних органів, установ, організацій та об'єднань громадян, що вирішують різні проблеми охорони здоров'я, гігієни та безпеки праці;

Закон визначає:

1. Гарантії прав громадян на охорону праці при укладенні трудового договору, під час роботи, права на пільги і компенсації за важкі та шкідливі умови праці;
2. Порядок відшкодування шкоди працівникам, у разі ушкодження їх здоров'я, пов'язаного з виконанням трудових обов'язків;
3. Особливості застосування праці жінок, неповнолітніх та інвалідів.

Згідно із Законом, зокрема, умови трудового договору не можуть містити положень, які не відповідають законодавчим та іншим нормативним актам про охорону праці, що діють в Україні.

Складовою частиною законодавства про охорону праці є Кодекс законів про працю України (КЗпПУ) [3], який регулює трудові відносини в цілому. У Кодексі питання охорони праці відображені в низці статей і в главі XI «Охорона праці». Що стосується нормування праці, то в ст. 88 Кодексу визначені нормальні умови праці,

за яких повинні розроблятися норми виробітку (норми часу) та норми обслуговування.

Нормальними умовами праці вважаються:

1. Справний стан машин, верстатів і пристроїв;
2. Належна якість матеріалів та інструментів, необхідних для виконання роботи, і їх вчасне подання;
3. Вчасне постачання виробництва електроенергією, газом та іншими джерелами енергоживлення;
4. Своєчасне забезпечення технічною документацією;
5. Здорові та безпечні умови праці (додержання правил і норм з техніки безпеки, необхідне освітлення, опалення, вентиляція, усунення шкідливих наслідків шуму, випромінювань, вібрації та інших чинників, які негативно впливають на здоров'я робітників та ін.).

Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування» [4] визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру загальнообов'язкового державного соціального страхування працівників від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання. За порушення розглянутих законів і нормативно-правових актів з охорони праці, винні особи притягаються до дисциплінарної, адміністративної, матеріальної та кримінальної відповідальності. Суб'єктами відповідальності можуть бути посадові особи і працівники.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проектування

Об'єктом проектування є цех із оздоблення листового металу. Для забезпечення безпеки на етапі планування будівництва проводиться обов'язковий аналіз умов праці на об'єкті. Мета — виявити та запобігти впливу потенційно небезпечних і шкідливих факторів на здоров'я працівників. Класифікація цих факторів, що проводиться відповідно до чинних норм, ґрунтується на їхній фізичній, хімічній, біологічній та психофізіологічній природі. Аналіз умов праці на будівельному майданчику дозволив визначити небезпечні та шкідливі негативні

фактори під час виконання основних видів будівельно-монтажних робіт, перелік та параметри яких наведено в табл.4.1.

Таблиця 4.1 Небезпечні та шкідливі негативні фактори під час виконання будівельно-монтажних робіт на будівельному майданчику

Найменування робіт	Небезпечні та шкідливі фактори	Заходита засоби захисту
Земляні роботи	Осідання ґрунту в котловані Падіння робітників у котлован.	Облаштування огорож котлованів та трапів для спуску Облаштування укосів котлованів з нахилом, що відповідає даному типу ґрунту
Опалубні та арматурні роботи з використанням електрозварювального обладнання	Обвалення опалубки Гострі краї Променева електрична дуга Параметри електричного струму Займання горючих матеріалів Бризки розплавленого металу	Надійне кріплення опалубки, що забезпечує її стійкість Необхідно використовувати захисний одяг, захисні щитки, екрани, маски Встановлення захисного заземлення та занулення зварювальних трансформаторів, перетворювачів. Опір заземлення не повинен перевищувати 4 Ом. Встановлення запобіжників на мережі живлення, замків на пусковій коробці зварювального агрегату. Електроблокування та відключні пристрої при заміні електрода. Ізоляція електропроводів. Зварювальні агрегати підключати до індивідуального вимикача. У радіусі 5 м від місця проведення зварювальних робіт забороняється розміщувати горючі матеріали.

		Використання брезентових курток, штанів, рукавиць
Бетонні роботи	Несправність бетононасосу Вібрація під час ущільнення бетонної суміші вібраторами	Перевірка справного стану бетононасосів, шлангів, манометрів, запобіжних клапанів та іншого обладнання. Наявність звукової та світлової сигналізації. Для роботи з глибинними вібраторами слід використовувати спеціальні захисні рукавиці. Застосування гнучких тяг для площинних вібраторів
Монтажні роботи з використанням електрозварювального обладнання	Падіння з настилу риштування, підмостків, матеріалів, інструменту, монтажників Пошкоджений, несправний інструмент Обрив гілок стропа, падіння конструкцій, що монтуються. Падіння інструменту та робітників з плит перекриття Параметри електричного струму Бризки розплавленого металу	Заміна несправного інструменту Робота з інвентарними, справними стропами. Звільнення гілок строп після закріплення конструкції, що монтуються. Виведення сторонніх осіб із небезпечної зони. Встановлення на змонтованих перекриттях огорож з поручнями висотою 1 м і бортовою дошкою Встановлення захисного заземлення та занулення зварювальних трансформаторів, перетворювачів. Опір заземлення не повинен перевищувати 4 Ом. Встановлення запобіжників на мережі живлення, замків на пусковій коробці зварювального агрегату. Електроблокування та відключні пристрої при заміні електрода. Ізоляція електропроводів. Зварювальні агрегати підключати до індивідуального рубильника. У радіусі 5 м від місця виконання зварювальних робіт заборонено розміщувати горючі матеріали.

Малярні роботи	Шкідливі та небезпечні пари розчинників і фарб Падіння малярів з настилів риштування, будівельних лісів Несправний інструмент для фарбувальних робіт	Встановлення систем вентиляції для зниження концентрації забруднювачів повітря до ГДК, використання засобів індивідуального захисту: протигазів та респіраторів. Надійне кріплення дощок настилу до підмостків та риштування. Встановлення огорож та бортових дощок. Заміна несправного інструменту.
Покрівельні та гідроізоляційні роботи	Падіння покрівельника, предметів, інструментів, матеріалів Полум'я газового пальника, газові балони	Встановлення тимчасової огорожі висотою не менше 1,1 м з боковою дошкою, використання справного та перевіреного захисного ремня. Балони повинні бути встановлені вертикально і закріплені в спеціальних стійках. Під час роботи відстань від пальників (по горизонталі) до груп балонів з газом повинна бути не менше 10 м, до газопроводів і гумотканинних рукавів - 3 м, до окремих балонів - 5 м. Забороняється тримати в безпосередній близькості від місця виконання робіт із застосуванням пальників легкозаймисті та вогнебезпечні матеріали.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування

При виконанні будівельно монтажних робіт із монтажу сталевих конструкцій основного комплексу (колони, ферми, підкранові балки, прогони), зведення технологічних перегородок або стін використовується риштування, технологічні сходина, тимчасові монтажні площадки та інше обладнання. Використання цього

обладнання дозволяє монтажникам та будівельникам виконувати свою роботу на висоті ефективно та безпечно.

В той же час існує низька професійних ризиків на будівельних риштуваннях та монтажних площадках при виконанні робіт а саме:

- падіння: це найпоширеніший ризик і один із найнебезпечніших. Падіння може бути на будь-якому ярусі.
- обвалення риштувань: конструкція будівельних риштувань або технологічних площадок може бути нестійкою і обвалитися. Це спричиняє великий ризик для монтажника, який може отримати дуже серйозні травми.
- падаючі предмети: перебуваючи на висоті, такі предмети, як інструменти, компоненти будівельних риштувань або матеріали (цегла) можуть впасти, що може завдати серйозної шкоди робітникам.
- неправильне складання: якщо монтажники неправильно виконали монтаж, це означає, що риштування було зібрано неправильно, і це може призвести до порушення безпеки під час експлуатації риштувань.

Застосування наступних профілактичних заходів дозволяє усунути зазначені ризики:

- робочі платформи, проходи та сходи будівельних риштувань повинні використовувалися таким чином, щоб запобігти будь-якому падінню людей або предметів, щоб гарантувати безпеку всіх людей, що знаходяться навколо будівельних риштувань;
- пересувні риштування повинні бути захищені від довільних та небезпечних переміщень;
- риштування повинні бути оснащені міцними перилами на рівні не менше 90 см від настилу;
- під час монтажу та демонтажу риштувань під ними не повинні знаходитися люди;
- збірка вищого рівня не повинна починатися, якщо нижній рівень не є повністю зібраним, щоб уникнути нещасних випадків;

Результати дослідження інших ризиків, проведеного з метою мінімізації потенційних небезпек під час будівництва цеху із оздоблення листового металу,

показали, що існує ймовірність травмування працівників, пошкодження обладнання або зупинки робіт. Оцінка проводилася за критеріями серйозності наслідків та ймовірності реалізації небезпек (табл. 4.2 – 4.3).

Таблиця 4.2 – Класифікація потенційних небезпек

№	Потенційна небезпека	Категорія серйозності	Рівень ймовірності
1	Падіння з висоти під час монтажу кроквяних ферм, підкранових балок, конструкцій покрівлі	II – Критична	B – Можлива
2	Ураження електричним струмом під час зварювальних робіт	I – Катастрофічна	D – Віддалена
3	Травмування при переміщенні важких вантажів	III – Гранична	B – Можлива
4	Пожежа через порушення правил техніки безпеки при виконанні зварювальних робіт	II – Критична	C – Випадкова
5	Фізичне перевантаження	III – Гранична	C – Випадкова

Таблиця 4.2 – Оцінка ризиків за допомогою матриці

№	Комбінація категорій	Індекс ризику	Ступінь припустимості ризику
1	II + B $\rightarrow$ 2B	2B	Неприпустимий (надмірний)
2	I + D $\rightarrow$ 1D	1D	Небажаний (гранично допустимий)
3	III + B $\rightarrow$ 3B	3B	Небажаний (гранично допустимий)
4	II + C $\rightarrow$ 2C	2C	Неприпустимий (надмірний)
5	III + C $\rightarrow$ 3c	3C	Небажаний (гранично допустимий)

Аналіз представленої таблиці дозволяє зробити висновок, що найвищий рівень загрози для життя персоналу пов'язаний з падінням з висоти при виконанні будівельно монтажних робіт. Ці інциденти мають надзвичайно високий ступінь ризику, що зумовлює необхідність невідкладного впровадження наступних заходів контролю:

- Монтаж та щоденний контроль справності індивідуальних страхувальних систем.
- Встановлення тимчасових огорожень та поручнів.
- Проведення інструктажів перед виконанням робіт на висоті, особливо за несприятливих погодних умов.

Ураження електричним струмом, термічні опіки та пожежі також становлять значний ризик, особливо при експлуатації відкритого вогню або електроінструментів у несприятливих умовах (дощ, підвищена вологість).

Ризики середнього та низького рівня стосуються загального фізичного та психологічного стану працівників. Для їх мінімізації необхідна належна організація робочого процесу, дотримання режиму праці та відпочинку, а також ротація персоналу.

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

Захист від небезпек на при проведенні будівельно монтажних робіт по зведенню цеха із оздоблення листового металу полягає в наступному

- **Небезпечні зони:** повинні бути чітко позначені попереджувальними бар'єрами (огороженнями), які мають бути пофарбовані та оснащені відповідними знаками безпеки.
- **Електробезпека:** правила внутрішнього розпорядку (ПВР) мають містити вимоги щодо захисту працівників від небезпечного впливу електричного струму, електричної дуги, електромагнітного поля та статичної електрики. Ці вимоги є обов'язковими під час будівництва.

- Постійні небезпечні зони: для запобігання доступу сторонніх осіб, зони з постійними небезпечними виробничими факторами мають бути огорожені захисними бар'єрами.
- Освітлення робочих місць: будівельно-монтажні роботи, що проводяться в темний час доби, повинні забезпечуватися рівномірним освітленням. Освітленість має бути достатньою (не менше 2 люкс), не створювати сліпучого ефекту для працівників. Робота в неосвітлених місцях заборонена.

У разі масового застосування противником засобів ураження промисловий об'єкт може опинитися в зоні дії уражаючих факторів зброї (дрони, ракети, керовані авіабомби). Ступінь руйнування об'єктів під час нападу противника буде різним. Він здебільшого залежить від місця розташування в зоні ураження та готовності об'єкта до захисту від дії уражаючих факторів. Об'єкти, на яких будуть вжиті заходи щодо підвищення стійкості їх роботи, матимуть менші пошкодження (руйнування), а, отже, і терміни введення їх у дію після удару будуть коротшими.

Попередженням про загрозу ракетного обстрілу або нальоту авіації, є сигнал «Повітряна тривога» (безперервні сирени). Він означає, що треба негайно переміститися в захисні споруди (сховища, споруди подвійного призначення та найпростіші укриття, швидкоспоруджувані захисні споруди), які є основним засобом колективного захисту, або в умовно безпечні місця [5].

Перебувати в укриттях потрібно до сигналу «Відбій», про який також сповіщають сирени, радіо та телебачення або спеціальні мобільні застосунки. У разі недотримання цієї умови, потенційна небезпека для життя збільшується в рази [5].

Підвищення стійкості об'єкта буде досягатися шляхом посилення найбільш слабких (вразливих) елементів і ділянок об'єкта. Але посилення міцності будівель, споруд, обладнання та їх конструкцій пов'язане з великими витратами. Тому підвищення міцності характеристик доцільно в тому випадку, якщо заходи будуть економічно обґрунтовані, тобто максимально пов'язані із завданнями, що вирішуються в мирний час з метою забезпечення безаварійної роботи об'єкта, поліпшення умов праці, вдосконалення виробничого процесу [6].

Підвищення стійкості систем електро-, газо-, водо- та інших комунікаційних систем досягається шляхом створення дублюючих джерел електроенергії, газу, води, пари та інших комунікацій і подальшого їх з'єднання в контур. Інженерні та енергетичні комунікації переносяться в підземні колектори. Стійкість системи електропостачання цеху підвищується шляхом підключення його до декількох джерел живлення, віддалених одне від одного на відстань, що виключає можливість їх одночасного ураження одним ядерним вибухом. Також необхідно створення резерву автономних джерел живлення (пересувні електростанції та насосні агрегати з автономними двигунами). Проводяться заходи щодо переведення повітряних ліній електропередач на підземні — прокладені під підлогою цеху (у спеціальних каналах). Проводяться заходи щодо встановлення автоматичних вимикачів в електричних мережах, які при коротких замиканнях і при утворенні перенапруги відключають пошкоджені ділянки.

Водопостачання цеху буде більш стабільним і надійним у тому випадку, якщо цех живиться від декількох систем або від двох-трьох незалежних джерел води, віддалених одне від одного на безпечну відстань. Для більшої надійності та маневреності на випадок аварії або ремонту створюються обвідні лінії та влаштовуються перемички, по яких подають воду в обхід пошкоджених ділянок, зруйнованих будівель і споруд. Впроваджуються автоматичні та напіваавтоматичні пристрої, які відключають пошкоджені ділянки без порушення роботи решти мережі. Застосовується оборотне водопостачання з повторним використанням води для технічних потреб.

Висновки

У розділі, присвяченому охороні праці при зведенні цеха із оздоблення листового металу, розглянуто основні питання забезпечення безпеки працівників під час виконання будівельно-монтажних робіт. Проведено аналіз шкідливих і небезпечних виробничих факторів, а також визначено заходи щодо їх зменшення. Умови праці на будівельному майданчику приведено у відповідність із чинними нормативними вимогами, передбачено облаштування санітарно-побутових приміщень, організовано безпечне зберігання матеріалів і захист працівників від впливу зовнішніх факторів. Окрім того, розроблено рекомендації з організації

безпеки в умовах військової агресії, що включають укріплення будівель, планування евакуаційних заходів і впровадження систем раннього оповіщення.

Література

1. Закон України «Про охорону праці» від 14.10.1992 р. № 2694-XII – <http://search.ligazakon.ua>.
2. Конституція України. Основний закон України № 254к/96-ВР від 28.06.1996 р. <http://search.ligazakon.ua>.
3. Кодекс законів про працю України (КЗпПУ) <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/322-08#Text>
4. Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування» <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1105-14#Text>
5. Надзвичайні ситуації та цивільний захист населення: навч. посібник ; за ред. С. П. Сонько. Львів : «Магнолія 2006» 2018, 232 с.
6. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1 https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=78683

Перелік літератури

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.- Вид. офіц.-К.: Мінрегіонбуд України, 2014. –199 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. - Вид. офіц.- К. : Мінбуд України, 2006. –59с.
3. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та ос- нов.- Вид. офіц.-К. : Мінрегіонбуд України, 2009. –43с.
4. ДБН В.2.6-98: 2009. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення.- Вид. офіц.-К. : Мінрегіонбуд України, 2011. –71с.
5. ДБН А.2.2-3-2012. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва.
6. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва.
7. ДБН В .1.2-8-2021 . Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека життя і здоров'я людини та захист навколишнього середовища.
8. ДСТУ Б В.2.6-199:2014. Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення.- К. : Мінрегіон України, 2015. –63с.
9. ДСТУ Б В.2.6-200:2014. Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу.- К. : Мінрегіон України, 2015. –50с.
10. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.- К. : Мінрегіонбуд України, 2011. –117с.
11. ДСТУ 8768:2018 «Двотаври сталеві гарячекатані»;
12. ДСТУ 2251:2018 «Кутики сталеві гарячекатані. Рівнополічні. Сортамент»;
13. ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти споруд. – К., 2009. – 104с.;
14. НПАОП 0.00-4.12-05 «Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці»;
15. НПАОП 45.2-3.01-04 «Норми безплатної видачі спеціального одягу, спеціального взуття та інших засобів індивідуального захисту працівникам, зайнятим у будівельному виробництві»;
16. НПАОП 45.2-7.03-17 «Мінімальні вимоги з охорони праці на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках»;
17. НПАОП 0.00-1.75-15 «Правила охорони праці під час вантажно-розвантажувальних робіт»;
18. НПАОП 0.00-1.71-13 «Правила охорони праці під час роботи з інструментом та пристроями»;
19. НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті»;
20. НПАОП 0.00-1.80-18 «Правила охорони праці під час експлуатації вантажо-підіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання»;
21. НПАОП 40.1-1.21-98 «Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів»;
22. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Бєлов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. - Видання 2-е, перероблене і доповнене/Під загальною редакцією О.О. Нілова та О.В. Шимановського.- К. :Видавництво «Сталь», 2010. - 869 с.

23. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку /М.І.Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: . – 236 с.
24. Романюк В.В., Супрунюк В.В. Металеві конструкції. Каркаси одноповерхових промислових будівель: навч. Посіб. [Електронне видання]. Рівне: НУВГП, 2021. – 501с.
25. Проектування поперечної рами металокаркасу виробничих будівель: методичні рекомендації до практичних занять із навчальної дисципліни «Проектування металевих конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво») / Укладачі: Череднік Д.Л., Рюмін В.В., Солодовник Ю.Ю. Цифровий репозиторій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова. 2024. 56с. <https://eprints.kname.edu.ua/66642/>
26. Методичні рекомендації до виконання розрахунково-графічної роботи за допомогою програмного забезпечення Tekla Structures з навчальної дисципліни (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво») / Укладачі: Рюмін В.В., Солодовник Ю.Ю. Цифровий репозиторій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова. 36с. <https://eprints.kname.edu.ua/66340/>
27. Методичні рекомендації «Проектування конструкцій покриття виробничих будівель» до практичних занять з дисципліни «Проектування металевих конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво») / Укладачі: Яровий С.М., Рюмін В.В., Солодовник Ю.Ю. Цифровий репозиторій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова. 33с. <https://eprints.kname.edu.ua/66218/>
28. Методичні рекомендації «Компонування каркасу одноповерхових виробничих будівель та їх статичний розрахунок» до практичних занять із навчальної дисципліни «Основи проектування металевих конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : Д. Л. Череднік, В. В. Рюмін, Ю. Ю. Солодовник. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 64 с. <https://eprints.kname.edu.ua/68456>
29. Методичні рекомендації «Проектування підкранових конструкцій та колон» до практичних занять із вибіркової навчальної дисципліни ВК П1.5 «Проектування металевих конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»). <https://eprints.kname.edu.ua/68577/>
30. Методичні рекомендації до проведення практичних робіт і організації самостійної роботи з навчальної дисципліни «Механіка ґрунтів та основи фундаментобудування» / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : О. В. Гаврилюк, В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. – 66 с.