

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**
Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну
Кафедра будівництва

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
рішенням кафедри будівництва
(протокол № __, від __.06.2026р.)
завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор
_____ Ігор ЯКОВЕНКО
_____ . “__” _____ 2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: «Проектування цеху із виробництва продукції машинобудівної галузі у місті Тараща»

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Гарант освітньої програми

_____ кандидат технічних наук, доцент _____ Євген ДМИТРЕНКО _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

_____ д.т.н., проф. _____ Ігор ЯКОВЕНКО _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконав: студент

_____ Євген АНТОНЕЦЬ _____
(підпис) (ПІБ студента)

Рецензент:

_____ _____ _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

_____ «підпис» _____ «оцінка»

м. Київ 2026 р.

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

завідувач кафедри будівництва,

Д.Т.Н., професор
(науковий ступінь, вчене звання)

Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис) (ІПБ)

«25» березня 2026р.

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТУ

Антонцю Євгену Павловичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва) (назва)

Програма підготовки освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема бакалаврської кваліфікаційної роботи затверджена наказом проректора з науково-педагогічної роботи та цифрової трансформації НУБіП України від «24» березня 2026 р. № 839 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010, навантаження та вплив згідно ДБН В.1.2-2:2006.

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, 7 листів формату А1 та використаних джерел літератури 32 найменувань.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. Архітектурна частина

Розділ 2. Розрахунково-конструктивний розділ

Розділ 3. Основи і фундаменти

Розділ 4. Організація і технологія будівельного виробництва

Розділ 5. Охорона праці на будівництві

Висновки

Перелік використаної літератури

Додатки

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1, 2	<i>Архітектурна частина: фасад, розрізи, вузли, план.</i>
Аркуш 3.	<i>Розрахунково-конструктивна частина: план по нижніх та верхніх поясах ферм покриття.</i>
Аркуш 4.	<i>Розрахунково-конструктивна частина. Сталева ферма покриття. Вузли з'єднань.</i>
Аркуш 5.	<i>Організаційно-будівельна частина. Будгенплан.</i>
Аркуш 6.	<i>Технологічно-будівельна частина. Техкарта на монтаж стінових панелей</i>
Аркуш 7.	<i>Організаційно-будівельна частина. Календарний графік. Відомість витрат. Графік руху робочої сили.</i>

Строки виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи

Найменування етапу дипломного проєкту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
<i>Збір, аналіз та обґрунтування вихідних матеріалів для проєкту</i>	<i>25.03.26– 06.04.26</i>	
<i>Написання та наповнення частин пояснювальної записки</i>	<i>06.04.26 – 04.05.26</i>	
<i>Виконання графічної частини дипломного проєкту</i>	<i>04.05.26–29.05.26</i>	

Дата видачі завдання «25» березня 2026 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

Д.Т.Н., професор
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Ігор ЯКОВЕНКО
(ПІБ)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

Євген АНТОНЕЦЬ
(ПІБ студента)

Зміст

ВСТУП.....	6
1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА.....	7
1.1. Об'ємно-планувальне рішення.....	7
1.2. Архітектурно-конструктивне рішення.....	8
1.3. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огороджувальних конструкцій.....	13
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	16
2.1. Компонування конструктивної схеми каркасу будинку.....	16
2.2. Розрахунок поперечної рами цеху.....	18
2.3. Розрахунок і конструювання колони.....	24
2.4. Розрахунок і конструювання кроквяної ферми покриття.....	35
2.4.1. Визначення розрахункових зусиль в елементах ферми.....	35
2.4.2. Підбір перерізів.....	38
2.4.3. Підбір перерізів профільних труб.....	42
2.4.4. Конструювання і розрахунок вузлів ферми.....	46
3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	53
3.1. Збір вихідних даних.....	53
3.2. Визначення розмірів підшви фундаменту.....	57
4. ОРГАНІЗАЦІЯ І ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	61
4.1. Характеристика монтажних елементів.....	61
4.2. Визначення нормативного строку будівництва.....	63
4.3. Визначення об'ємів елементів земляних робіт.....	64
4.4. Визначення обсягу будівельних робіт.....	65
4.5. Вибір монтажних захватних засобів.....	67
4.6. Визначення монтажних характеристик елементів та вибір комплекту кранів.....	68
4.7. Вихідні дані для лінійного графіка.....	74

5. ОХОРОНА ПРАЦІ НА БУДІВНИЦТВІ.....	76
5.1. Небезпечні та шкідливі виробничі фактори.....	76
5.2. Заходи профілактики виявлених шкідливих і небезпечних виробничих факторів.....	77
5.3. Заходи щодо профілактики обрушення ґрунту.....	78
5.4. Заходи профілактики падіння людини з висоти.....	78
5.5. Заходи профілактики падіння конструкцій і матеріалів з висоти....	79
5.6. Експлуатація машин та механізмів.....	79
5.7. Заходи профілактики враження електричним струмом.....	80
5.8. Заходи профілактики впливу атмосферної електрики.....	80
5.9. Інші можливі небезпеки.....	80
ВИСНОВКИ.....	82
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	83
ДОДАТКИ.....	87

ВСТУП

Кваліфікаційна бакалаврська робота розроблена з метою забезпечення своєчасного впровадження у дію виробничих потужностей і об'єктів мінімальними витратами і при високій якості робіт за рахунок підвищення організаційно-технічного рівня будівництва.

У роботі висвітлюються загальні рішення по архітектурі, організації будівництва об'єкта, технологія і організація виконання робіт, заходи щодо техніки безпеки, виробничій санітарії та протипожежній безпеці, техніко-економічні показники виконання робіт та конструктивні рішення.

Географічним пунктом будівництва виробничого будинку являється місто Тараша київської області.

Рельєф майданчика спокійний, горизонтальний. Ґрунти неагресивні, звичайної основи, піски середньої крупності. Ґрунтові води знаходяться на глибині ≈ 7 м.

При проєктуванні цеху із виробництва продукції машинобудівної галузі застосовуємо фундаменти неглибокого закладання: з монолітного залізобетону – фундаменти стаканного типу під колони.

Прийняте рішення щодо праці в одну зміни. Однозмінна робота планується для тих будівельних процесів, де темп робіт визначає людина і двозмінну – коли ведучим є машини й механізми, а також при влаштуванні монолітних конструктивів (бетонних, залізобетонних, цегляних), де ведучим є людина.

Цех обладнаний автомобільними проїздами, мостовими кранами, а також є у наявності робочі площадки.

Згідно завдання на виконання кваліфікаційної бакалаврської роботи будівля має розміри в плані 180×126 м. Складається з одного прольоту, з шести кроків середніх колон і шести крайніх колон з розташуванням колон через 6 м. Висота до низу несучих конструкцій становить 12,0 м. Повна висота будівлі 15 м.

Кількість кранів та їх вантажопідйомність визначаються технологією підприємства. У проекті прийнято, що в прольоті встановлюється один кран вантажопідйомністю 10т. З метою експлуатації мостового крану по колонах встановлені підкранові балки [3, 5]. Виходячи з технології промислового виробництва, в цеху запроектовані 4 воріт.

Висота до низу несучої конструкції 12,0м; повна висота будинку – 15,98м. Грунт – пісок середньої крупності, глибина закладання фундаменту – 1,0м. Дана будівля розбивається на 4 ділянки по поперечному та горизонтальному деформаційними швами. Розміри в плані будівлі цеху – 33х12м.

Ширина будівлі становить 33 м, довжина становить 120м. Крок зовнішнього та внутрішнього ряду колон – 6 м. Покриття виконане по прогонам і профнастилу.

1.2. Архітектурно-конструктивне рішення

Елементи несучого каркасу

Елементами каркасу є: вертикальні колони, підкранові балки, ферми покриття, кроквяні конструкції, фундаментні балки [5, 6].

Конструктивна схема будівлі – повний каркас із сталевих елементів.

Просторова жорсткість каркасу будівлі забезпечується спільною роботою рам, посилених в'язями з жорстким диском покриття.

Прив'язка колон середніх рядів до координаційних осей будівлі – торцева, тобто геометричні осі колон не співпадають з координаційними осями на 200мм.

Прив'язка колон до поперечних осей каркасу у торцях будівлі виконується так, що геометричні осі колон зміщуються на 500 мм всередину будівлі.

Деформаційні шви між температурними відсіками та між прольотами різної висоти влаштовуються шляхом установки парних рам каркасу. Парні колони встановлюють із зміщенням на 0,5м з вісі будівлі [6].

Крайні колони – без консолей двотаврового перерізу, мають профіль аналогічний основним колонам. Для кріплення панелей зовнішніх стін використовуються стінові прогони П-подібного профілю.

Для кріплення кроквяних систем на верхній площині колони площадка у вигляді сталевих пластин.

Фахверкові колони встановлюються на фундамент багатоступеневий із закладеними анкерними болтами.

Обв'язочні балки проектом не передбачені.

На верхніх поясах ферм передбачено закріплення прогонів покриття, а в опорній частині, на кінцях ферми є опорні сталеві пластини для кріплення з колонами. Вертикальні та горизонтальні в'язі виконані у вигляді хрестовинних ферм, виготовлених з металу.

Фундаменти і фундаментні балки

Фундаменти під каркас будівлі прийняті ступінчасті збірні залізобетонні, що стоять окремо, з підколінниками [20]. Розміри фундаментів визначаються розрахунком залежно від несучої здатності ґрунту і навантаження, що сприймається конкретним фундаментом, рис. 1.2.

При розробці ескізного проекту розміри ступенів опорної частини фундаментів крайнього й середнього рядів ($a \times b$) умовно приймаються рівними і встановлюються залежно від виду ґрунту та величини прольоту. В проекті прийнято вид ґрунту – супісок. Якщо розміри прольотів, що примикають до даного фундаменту, не однакові, то розмір підосви фундаменту приймаються за більший із них. Геометричні розміри підосви фундаментів під колони, що розміщені на температурному шві, умовно збільшуються в напрямі кроку колон у 1,6 рази.

Об'єм фундаменту середнього ряду, розміщеного на температурному шві умовно приймається у 1,6 рази більшим від об'єму рядового фундаменту середнього ряду. Конструктивні рішення фундаментів, які розміщені в місцях примикання окремих складових частин цеху і є водночас опорою для колон цих частин умовно не розглядаються і приймаються рівними за об'ємом

фундаментам, розташованим на температурному шві. Геометричні розміри фундаментів, розміщені на температурному шві, умовно приймаються збільшеними в 1.6 рази. Для спирання стін по підколонникам фундаментів укладають залізобетонні балки довжиною 6м, рис. 1.3 [19, 20].

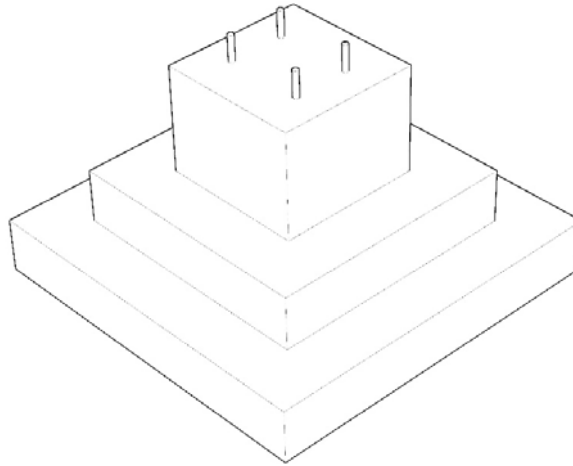


Рис. 1.2. Схема фундаментів під колони: $H=1.2\text{м}$, $B=2.0\text{м}$, $L=2.0\text{м}$

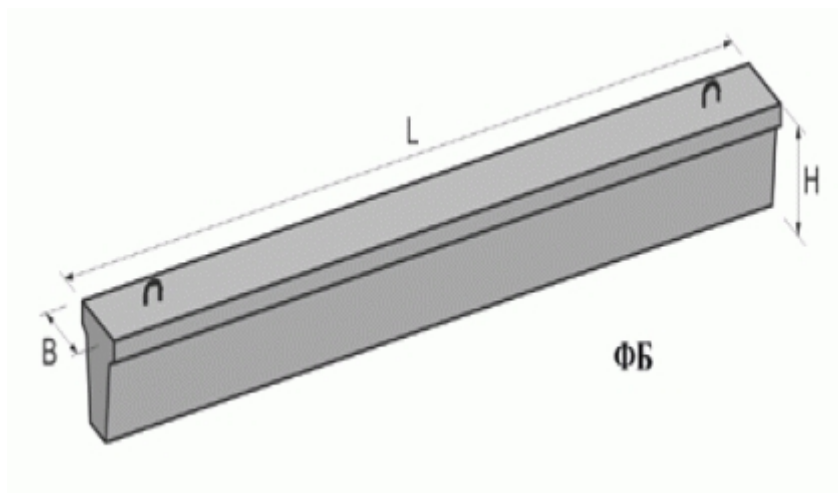


Рис. 1.3. Схема фундаментної балки: $H=0,3\text{м}$, $B=0,2\text{м}$, $L=6.0\text{м}$

Зовнішні та внутрішні стіни

Огороджуючі конструкції будівлі виконуються із збірних сендвіч-панелей і металевих віконних рам, які встановлюють по всьому периметру будівлі. При вирішенні фасаду будівлі передбачено встановлення по фундаментних балках цокольну стінову панель висотою 1,2 м [8].

Кількість панелей і віконних рам визначають залежно від висоти

будівлі. Для встановлення стінових панелей по торцях будівлі передбачено влаштування фахверкових колон, які встановлюють у збірні залізобетонні фундаменти. Глибина закладання таких фундаментів становить 1,2 м [8].

Перемичкові панелі встановлюються на спеціальні монтажні стовпчики, які виготовлені із сталейних листів. Вони кріпляться колон зваркою.

Передбачені каркасно-пустотні перегородки, які примикають до колон каркасу, рис. 1.4.

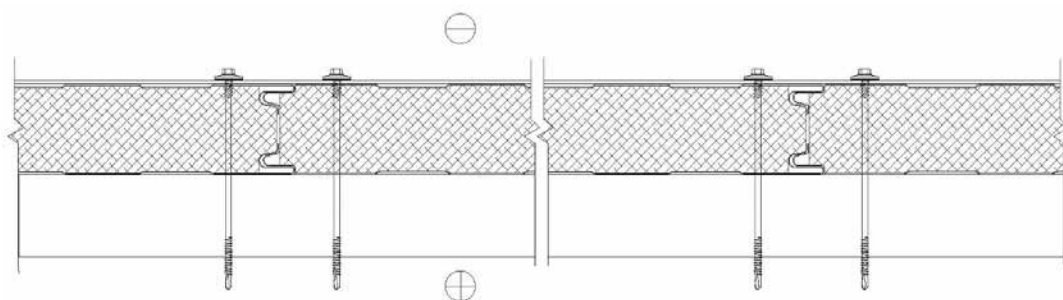


Рис. 1.4. Фрагмент кріплення стінових панелей

Покриття

Покриття запроєктовано суміщеним утепленням, невентиляційне. Несучою конструкцією покриття є металеві прогони у вигляді швелера і профнастилу, рис. 1.5. Покрівля утеплена з покриттям у два шари руберойдом [6].

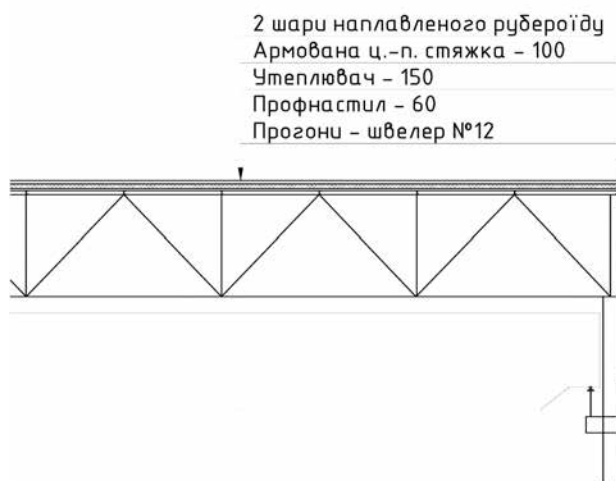


Рис. 1.5. Фрагмент поперечного розрізу покриття цеху

Робоче устаткування

Основною метою намету будівлі є створення умов для роботи людей і технологічного устаткування. Для розміщення технологічного устаткування зводять спеціальні споруди. Їх розміщують як над рівнем підлоги, так і нижче відмітки 0,000, тобто під землею.

Підлоги, вікна та ворота

Влаштування підлог у районі розміщення силової плити здійснюється безпосередньо по плиті, рис. 1.6.

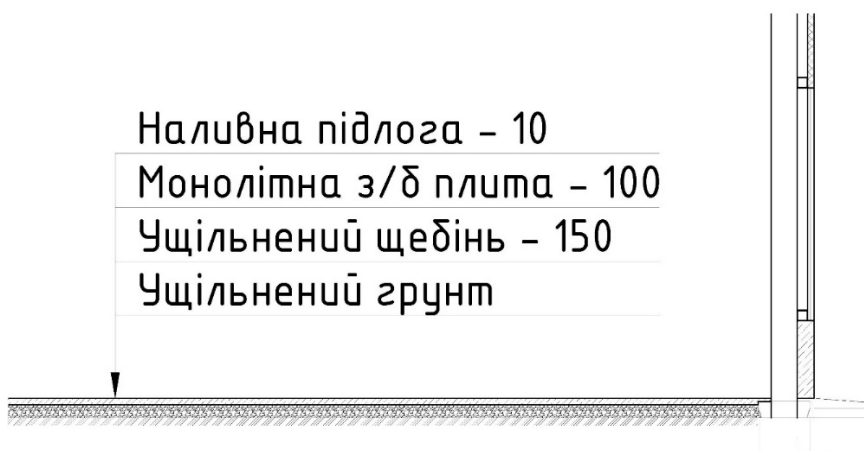


Рис. 1.6. Схема улаштування підлог цеху

Виходячи з технології промислового виробництва в будівлі передбачається певна кількість воріт. У запропонованому випадку ворота розміщені по торцях будівлі. Розмір прийнятих воріт 4200×4200мм.

Розмір прийнятих віконних панелей (ПГ-360) 3600×6000мм.

Внутрішнє та зовнішнє оздоблення

Внутрішні опоряджувальні роботи передбачають фарбування металевих елементів каркасу будівлі, масляне фарбування колон на висоту 1,8 м, цокольної панелі та віконних рам.

Зовнішнє опорядження будівлі передбачає фарбування силікатними складами з попереднього розшивкою швів цокольних стінових панелей й масляне фарбування віконних рам.

По периметру будинку на ширину 1.0 м передбачено спорудження вимощення з асфальтовим покриттям на щебеневій основі [3].

Аерація, вентиляція, опалення, освітлення

Для аерації, вентиляції повітря, а також для освітлення цеху проєктом передбачено вікна з механізмами відкривання.

Опалення корпусів відбувається від місцевої ТЕЦ.

Водовідведення та каналізація

Водовідвід з покриття будівлі цеху запроєктовано внутрішнім зі скиданням атмосферних вод до місцевої каналізації. На покрівлі спроектовано 10 водозбірних воронок, відстань між якими не перевищує 24 метра. Каналізаційна система виробничого будинку сполучена з каналізаційною мережею міста.

1.3. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій

Розрахункова схема зовнішньої стіни наведена на рис. 1.4 [7, 8].

Таблиця 1.1

Розрахункові теплофізичні характеристики матеріалів стіни

Назва матеріалу	Густина, ρ , кг/м ³	Товщина, δ , м	Коефіцієнт теплопровід. λ , Вт/м ² К	Питома теплоємність c , кДж	Коефіцієнт теплозасвоєння S , Вт/м ² к	Коефіцієнт паропроникності μ , мг/м·год·Па
Мати мінераловатні прошивні	145	0,15	0,042	0,84	0,61	0,41

1. Місто будівництва – Київська обл., м. Тараща, І кліматична зона [1]

2. Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалюваних будинків обов'язкове виконання умов [7]:

$$R_{\Sigma np} \geq R_{q, min} \quad (1.1)$$

де $R_{\Sigma np}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, ;

$R_{q, min}$ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot K/Wt$;

3. Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції житлових та громадських будинків для зовнішніх стін приймається згідно ДБН [8]:

$$R_{q, min} = 3,7 \frac{m^2 \cdot K}{Bm}.$$

4. Розрахункове визначення приведенного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій визначається за формулою [8]:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_b} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_3} + \frac{1}{\alpha_b} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3}, \quad (1.2)$$

де α_b , α_3 – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції, $Wt/(m^2 \cdot K)$; додаток Е, с.21.

Таблиця 1.2

Тип конструкції	Коефіцієнт тепловіддачі, $Wt/(m^2 \cdot K)$	
	α_b	α_3
Зовнішні стіни, покриття	8,7	23

R_i – термічний опір і-го шару конструкції, $m^2 \cdot K/Wt$;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу і-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації $Wt/(m \cdot K)$; додаток Л, с.30.

Таблиця 1.3

Вологісний режим	Внутрішнього повітря $\varphi_B, \%$, за температури t_B		
	$t_B \leq 12 \text{ }^\circ\text{C}$	$12 < t_B \leq 24 \text{ }^\circ\text{C}$	$t_B > 24 \text{ }^\circ\text{C}$
нормальний	$60 \leq \varphi_B \leq 75$	$50 \leq \varphi_B \leq 60$	$40 \leq \varphi_B \leq 50$

Вологісні умови експлуатації матеріалу в огорожувальних конструкціях, табл. 1.4:

Таблиця 1.4

Вологісний режим приміщень за додатком Г(табл..Г1)	Умови експлуатації
нормальний	Б

5. Визначення R_i ($\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$):

$$R_i = \frac{\delta_1}{\lambda_{1p}} = \frac{0,15}{0,042} = 3,57 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

6. Приведений опору теплопередачі огорожувальних конструкцій дорівнює [8]:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_b} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{8,7} + 3,57 + \frac{1}{23} = 3,72 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}, \quad (1.2)$$

7. Умова $R_{\Sigma np} = 3,72 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} > R_{q, \min} = 3,7 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$ виконується.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Компонування конструктивної схеми каркасу будинку

Запроектована поперечна рама каркаса однопрольотної опалюваної виробничої будівлі з прольотом $L=33$ м. Крок колон $B=6$ м. Будівля обладнана одним мостовим краном вантажопідйомністю $Q = 15/3$ т, режим роботи крана 6К. Позначка верху колон $+ 12,0$ м, довжина будівлі – 120 м; район будівництва – м. Тараща; тип місцевості за вітровим навантаженням – IV. Для несучих конструкцій $\gamma_n=0,95$.

У якості несучих конструкцій покриття приймаються типові кроквяні ферми з паралельними поясами, що забезпечують похил покрівлі 1,5%, покрівля утеплена (утеплювач – мінераловатні жорсткі плити $t = 80$ мм, $\rho = 200$ кг/м³) по сталевому профільованому настилу Н60-845-0,8 та прогонах з прокатних швелерів. Несучі конструкції масового застосування.

Стінові огорожувальні конструкції – тришарові панелі «сандвіч» вертикального розташування з обшивками із профільованого сталевго листа Н44-1000-0,7 та з утеплювачем $t = 80$ мм, $\rho = 115$ кг/м³ по прогонах із замкнутих гнutoзварних профілів ($h=160$ мм).

Позначка низу опорної плити колони $-0,150$ м. Орієнтовно висоту перерізу колони та підкранової консолі прийнято 400мм.

Бетон фундаменту – клас С16/20 (В20) [13].

а) Визначення вертикальних розмірів (рис. 2.1)

Для крана $Q = 15/3$ т приймаємо схему із колонами сталого перерізу і обпираємо підкранові балки на консольний виступ. За табл. Д 2.2[2] для кранів $Q = 15/3$ т при $L=33$ м: $H_{cr}=2300$ мм, $B_{cr}=260$ мм, тип рейки Кр-70 з висотою $h_r=120$ мм, висота підкранової балки $h_{bc}=800$ мм. Визначимо розмір H_2 , що включає габаритний розмір крана H_{cr} , допуск на його виготовлення 100 мм та зазор $c = 200...400$ мм, що враховує провисання конструкцій:

$$H_2 = H_{cr} + 100 + c = 2300 + 100 + 350 = 2750 \text{ мм}$$

(при $L=33$ м приймаємо $c=350$ мм)

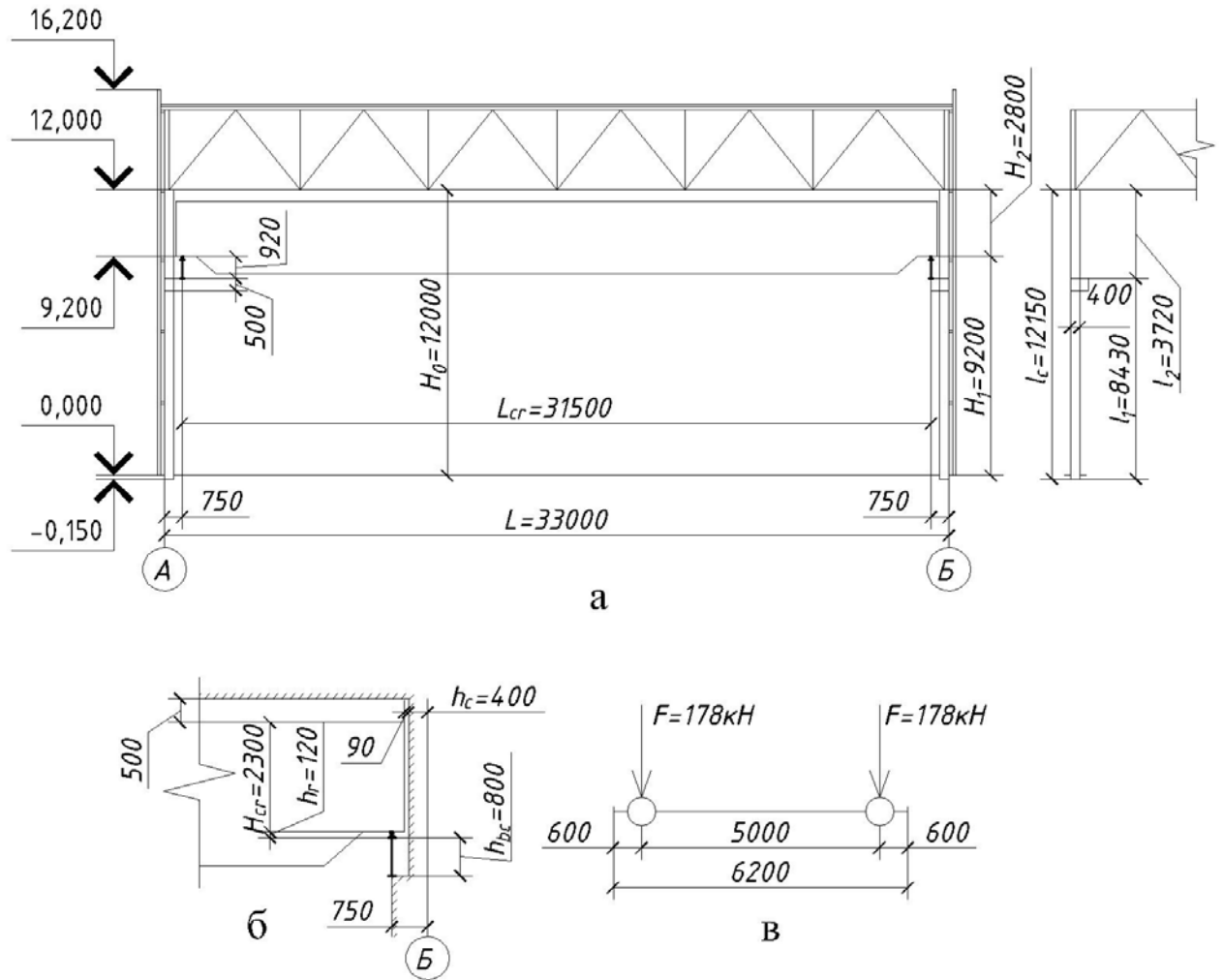


Рис. 2.1. Схема компонування поперечної рами:

а – схема рами; б – схема розміщення крана; в – схема колісної групи крана

Для виконання умов уніфікації призначаємо $H_2=2800$ мм (кратне 200 мм).

$$H_0=12000 \text{ мм}$$

$$H_1 = H_0 - H_2 = 12000 - 2800 = 9200 \text{ мм}$$

При заглибленні опорної бази колони на 150 мм повна висота колони буде:

$$l_c = H_0 + H_b = 12000 + 150 = 12150 \text{ мм.}$$

Для розрахункової схеми приймаємо загальну довжину колони $l_c=12150$ мм, довжину верхньої (надкранової) частини $l_2 = h_{bc} + h_r + H_2 = 800 + 120 + 2800 = 3720$ мм, довжину нижньої (підкранової) частини $l_1 = l_c - l_2 = 12150 - 3720 = 8430$ мм.

Висота уніфікованої ферми з паралельними поясами становить 3150 мм. Ферма шарнірно з'єднується з колонами і спирається на них зверху.

б) *Визначення горизонтальних розмірів.* Прив'язка до поздовжніх осей приймається нульова, мінімальний зазор між краном і колоною 75мм при цьому $a_1 = B_{cr} + 75 + h_c = 260 + 75 + 400 = 735\text{мм}$, приймаємо $a_1 = 750\text{мм}$ (кратне 250) та проліт крана $L_{cr} = L - 2a_1 = 33000 - 2 \cdot 750 = 31500\text{мм}$.

Приймаємо, що колони жорстко з'єднуються з фундаментами.

Компонувальна схема рами наведена на рис. 2.1.

2.2. Розрахунок поперечної рами цеху

Визначення навантажень на раму

Визначення розрахункових зусиль в елементах однопрольотної рами за даними п.2.1.

Розрахункова схема (рис. 2.2) складається на основі конструктивної схеми (див. рис. 2.1), сформована як стержньова, стояки якої розташовані по осям, що проходять через центри ваги перерізів колон, а ригель змодельований стержнем, розташованим у рівні нижнього поясу ферми. З'єднання ригеля з колонами приймається шарнірним, при цьому $e_1 = 400/2 - 200 = 0$. Спряження колон із фундаментом – жорстке. Підкранова консоль розміщена по конструктивній осі консолі та змодельована двома ділянками: перша – довжиною 350 мм у межах конструкції консолі, та 200 мм – у межах тіла колони (ділянка безкінечної жорсткості). Вузли 2 та 9 – відповідають середині нижньої ділянки колони, 6 та 13 – рівню верхніх поясів підкранових балок.

На рис. 2.2 наведено розрахункову схему для подальшого розрахунку програмними засобами на ПК із нумерацією вузлів та типів жорсткості (в прямокутних рамках).

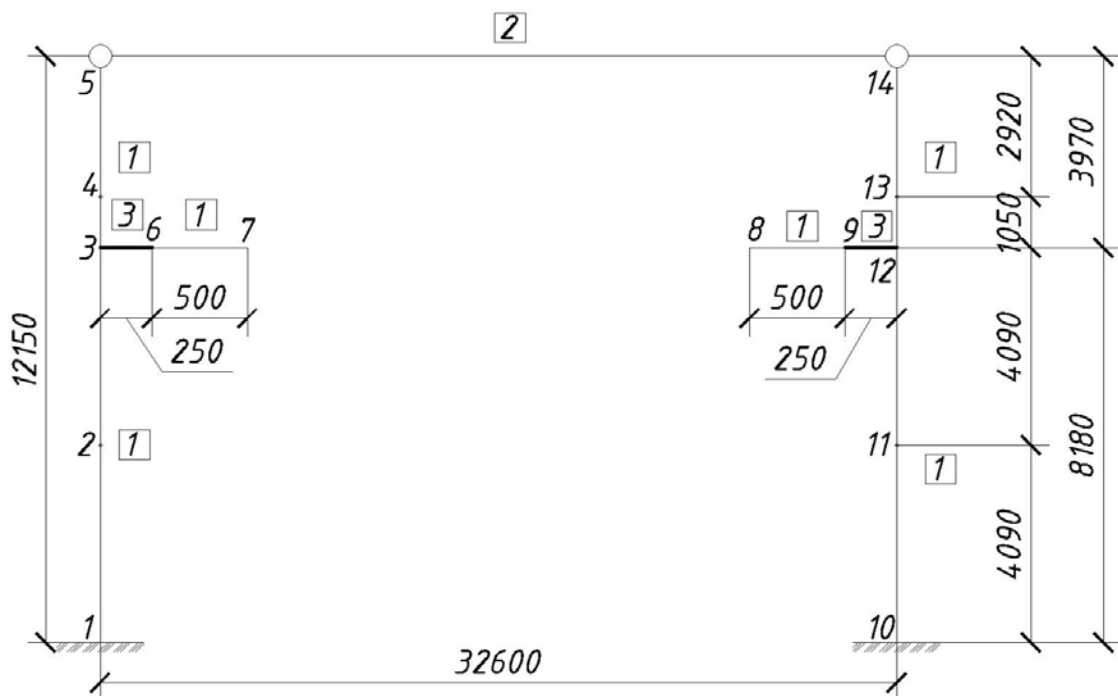


Рис. 2.2. Розрахункова схема рами

Навантаження від власної ваги конструкцій покриття на 1 м^2 наведені у табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Навантаження на ригель від власної ваги покриття

№	Складові навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням γ_{fe}	Експлуатаційне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження, кПа кН/м^2
1	Руберойдовий тришаровий килим	0,15	1,0	0,15	1,3	0,195
2	Утеплювач мінераловатні жорсткі плити $t=80\text{мм}$, $\rho = 200 \text{ кг/м}^3$	0,16	1,0	0,16	1,3	0,208
3	Пароізоляція (один шар пергаменту)	0,05	1,0	0,05	1,3	0,065
4	Сталевий профільований настил Н60-845-0,8	0,099	1,0	0,099	1,05	0,104
5	Прогони (попередньо швелер 22)	0,07	1,0	0,07	1,05	0,074
6	Ферма, в'язі (типове рішення)	0,35	1,0	0,35	1,05	0,368
Всього		0,879				1,014
З врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n=0,95$		0,835				$s = 0,96$ 3

Відповідно до прийнятих попередньо відомостей про перерізи стержнів у розрахунки вводяться такі згинальні та поздовжні жорсткості:

– колони та консолі

$$A_1 = \frac{4I_1}{h^2} = \frac{4 \cdot 20000}{40^2} = 50 \text{ см}^2; EA_1 = 1,03 \cdot 10^6 \text{ кН.}$$

– для ригеля

Наскрізний ригель замінено на еквівалентний за жорсткістю суцільний, момент інерції якого визначено за формулою

$$I_{gir} = (A_{f1}Z_1^2 + A_{f2}Z_2^2)\mu = (49,44 \cdot 165 + 57,78 \cdot 150) \cdot 0,8 = 13460 \text{ см}^4$$

де A_{f1}, A_{f2} - площі перерізів нижнього і верхнього поясів ферми в середині прольоту;

Z_1, Z_2 - відстані від центрів ваги перерізів поясів до нейтральної осі ферми в перерізі посередині прольоту;

$$\mu - \text{коефіцієнт, що враховує ухил даху, для } i = \frac{1}{15} \quad \mu = 0,8.$$

Відомості про ферму взяти з типового рішення.

Постійне навантаження

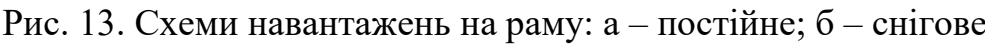
Рівномірно розподілене навантаження на ригель

$$q_r = gB = 0,963 \cdot 6 = 5,778 \text{ кН/м.}$$

Таблиця 2.2

Навантаження від ваги стінової огорожі

№	Складові навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням γ_e	Експлуатаційне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fn}	Граничне розрахункове навантаження, кПа
1	Стінові тришарові панелі зі сталевими обшивками товщиною $\delta_{\text{пан}} = 80 \text{ мм}$	0,190	1,0	0,190	1,1	0,209
2	Ригелі	0,045	1,0	0,045	1,05	0,047
3	З врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$	0,235				0,256



- верхня частина колони та огороження відповідно

$$G_2 = 0,886 \cdot 3,97 + 0,256 \cdot 6 \cdot (3,97 + 4,2) = 3,52 + 12,55 = 16,07 \text{ кН};$$

$$M_2 = 12,55 \cdot 0,4 = 5,02 \text{ кНм};$$

- нижня частина колони та огороження відповідно

$$G_1 = 0,886 \cdot 8,18 + 0,256 \cdot 6 \cdot 8,18 = 7,25 + 12,57 = 19,82 \text{ кН};$$

$$M_1 = 12,57 \cdot 0,4 = 5,43 \text{ кНм.}$$

Навантаження від підкранових конструкцій (2,433 кН/м – типове рішення) та підкранової рейки КР-70 (0,528 кН/м):

$$G_3 = (2,433 + 0,528) \cdot 6 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 17,72 \text{ кН.}$$

Снігове навантаження

$$S_0 = 1550 \text{ кПа (для м. Тараща); } V_{fm} = 1,1 \text{ (80 років).}$$

$$C = \mu C_s C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1.$$

$$\mu = 1; \quad C_s = 1 \quad ; \quad C_{alt} = 1.$$

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,1 \cdot 1,55 \cdot 1 = 1,705 \text{ МПа.}$$

$$q_s = S_m B \gamma_m = 1,705 \cdot 6 \cdot 0,95 = 9,72 \text{ кН/м.}$$

Вітрове навантаження в характеристичному значенні становить $W_0 = 0,37 \text{ МПа}$ для м. Тараща, $\gamma_{fm} = 1,0$.

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

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

C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, $C_{aer} = +0,8$; $C_{aer} = -0,5$;

C_h - коефіцієнт висоти споруди (для IV типу місцевості 0,20(5м); 0,40(10м); 0,55(12,1м));

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, $C_{alt} = 1,0$;

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу, $C_{rel} = 1,0$;

C_{dir} – коефіцієнт напрямку, $C_{dir} = 1,0$;

C_d – коефіцієнт динамічності, $C_d = 0,95$.

Розподілене навантаження $q = W_0 C_{aer} C_h C_d \gamma_{fm} \gamma_n$, тобто

- активне $q_{w,a} = 0,37 \cdot 0,8 \cdot C_h \cdot 0,95 \cdot 6,0 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 1,6 C_h$;

- пасивне $q_{w,p} = 0,37 \cdot 0,5 \cdot C_h \cdot 0,95 \cdot 6,0 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 1,0 C_h$.

По висоті будівлі, що не увійшла до розрахункової схеми

- активне $W_a = 0,37 \cdot 0,8 \cdot 0,95 \cdot 6,0 \cdot 1,0 \cdot 0,95 \cdot \frac{0,45 + 0,55}{2} \cdot (16,2 - 12,15) = 3,25 \text{ кН}$;

- пасивне $W_p = 3,25 \cdot 0,5 / 0,8 = 2,03 \text{ кН}$.

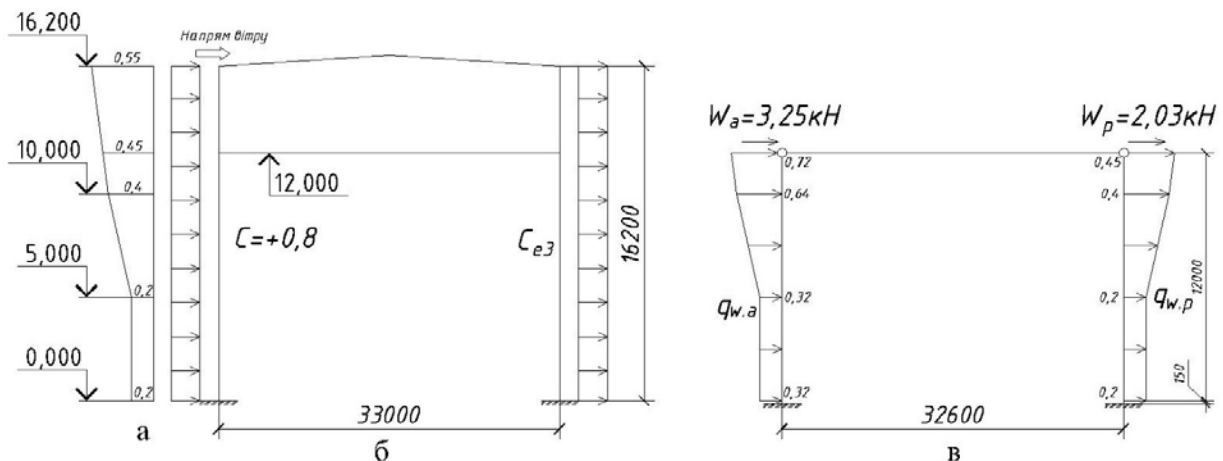


Рис. 2.4. Схема вітрового навантаження:

а – коефіцієнти кореляції навантаження по висоті, б – аеродинамічні коефіцієнти, в – розрахункова схема

Кранове вертикальне навантаження від одного крана на розрахунковій колоні (тиск колеса $F_{max} = 178$ кН за Д.2.2 [1])

$$D_{max} = \psi \gamma_{fn} \gamma_n F_{max} \Sigma y_i = 1 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 178 \cdot (0,583 + 0,583) = 217 \text{ кН.}$$

$$F_{min} = \frac{Q + G}{2} - F_{max} = \frac{150 + 288}{2} - 178 = 41 \text{ кН}$$

$$D_{min} = 1 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 41 \cdot (0,583 + 0,583) = 50 \text{ кН}$$

Кранове горизонтальне (поперечне) навантаження

Характеристичне значення бічної сили від одного чотириколісного крана при $\alpha = 0,01$

$$H_{n,k} = 0,1 F_{max} + \frac{\alpha (F_{max} - F_{min}) L_{cr}}{B_{cr}} = 0,1 \cdot 178 + \frac{0,01 \cdot (178 - 41) \cdot 31,5}{5,0} = 26,43 \text{ кН,}$$

тут $L_{cr} = 31,5$ м – проліт крана, $B_{cr} = 5,0$ м – база крана.

Бічні сили прикладаються до двох коліс моста крана по діагоналі та спрямовуються у протилежних напрямках. Для решти коліс

$$H_{n,c} = 0,1 F_{min} = 0,1 \cdot 41 = 4,1 \text{ кН.}$$

Поперечне навантаження на ліву та праву колони

$$H_{max} = \psi \gamma_{fn} \gamma_n \sum (H_{n,i} y_i) = 1 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (26,43 \cdot 0,583 + 4,1 \cdot 0,583) = 18,6 \text{ кН;}$$

$$H_{min} = 1 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot (4,1 \cdot 0,583 - 26,43 \cdot 0,583) = -13,6 \text{ кН.}$$

Тут коефіцієнт сполучення $\psi = 1$ (для одного крана режим роботи 6К).

Поперечне навантаження може бути спрямоване як усередину так і назовні прольоту.

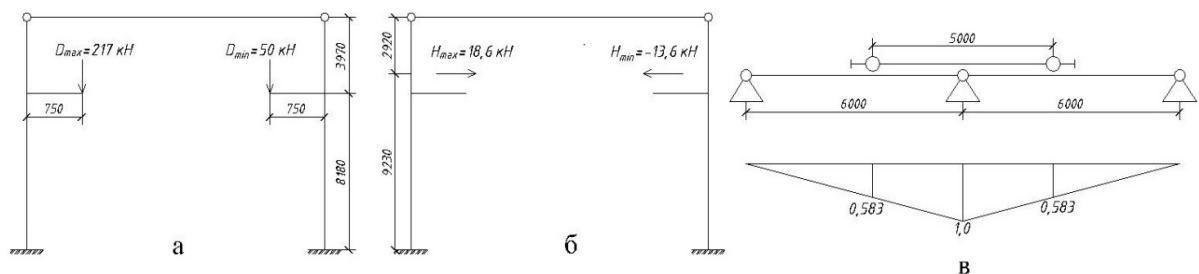


Рис. 2.5. Схема кранового навантаження: а – вертикальне, б – горизонтальне, в – розміщення коліс крана на лінії впливу опорної реакції підкранової балки

При виконанні статичного розрахунку та визначенні розрахункових сполучень зусиль програмним комплексом ЛПА-САПР [31] несиметричні навантаження враховуються двічі – справа та зліва, крім того гальмівне кранове навантаження враховується як знакоперемінне зі знаками ($\pm$). При визначенні РСЗ було введено інформацію про те, що відповідні зусилля справа та зліва є взаємовиключаючими, а зусилля від завантажень H є супровідними до D . Такий запис вхідної інформації дає змогу одержати повний результат розрахунку на одній половині рами.

Таблиця 2.3

Зусилля в елементах рами

Номер завантажен ня	№ елемента									
	1-2			2-3		3-4			4-5	
	M , кНм	N , кН	Q , кН	M , кНм	N , кН	M , кНм	N , кН	Q , кН	M , кНм	N , кН
1	-6,73	-148	0,788	5,14	-128	7,32	-110	0,788	0	-94,2
2	0	-158	0	0	-158	0	-158	0	0	-158
3	64	0	-7,4	36,2	0	13,9	0	-4,66	9,32	0
4	-62	0	6,47	-37	0	-15,6	0	4,68	-10,9	0
5	73,8	-217	11	119	-217	-43,8	0	11	-32,2	0
6	-96,5	-50	11	-51,4	-50	-43,8	0	11	-32,2	0
7	3,96	0	1,63	10,6	0	-6,48	0	1,63	-4,77	0
8	-7,32	0	1,63	6,03	0	-6,48	0	1,63	-4,77	0

За результатами розрахунку одержані розрахункові зусилля та їх сполучення в трьох перерізах кожного стержня (1– початок, 2–середина, 3– кінець) при таких завантаженнях: 1 – постійне; 2 – снігове; 3 – вітер зліва; 4 – вітер справа; 5 – кранове $D_{\max}$ на лівій колоні; 6 – кранове $D_{\max}$ на правій колоні; 7 – H на лівій колоні; 8 – H на правій колоні.

2.3. Розрахунок і конструювання колони

Стикувальне зусилля від постійного та снігового навантажень у верхній частині колони $F_2 = -260,8$ кН, зусилля з урахуванням кранового навантаження у нижній частині $F_1 + F_2 = -493,6$ кН.

$$\text{Коефіцієнти } \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{493,6}{260,8} = 1,89;$$

$$\text{при } I_1 = I_2 \quad n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} = \frac{8430}{3720} = 2,27;$$

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}} = \frac{3720}{8430} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 \cdot 1,89}} = 0,321.$$

Для однопрольотної рами з шарнірним закріпленням ригеля розрахунковою схемою колони щодо її розрахункової довжини є консольна стійка з жорстким закріпленням нижнього кінця і вільним верхнім.

За таблицею додатку Д 5.1[1] для колони з верхнім вільним кінцем $\mu_1 = 2,12$; $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 2,12 / 0,32 = 6,64 > 3$, беремо $\mu_2 = 3,0$.

Розрахункові довжини: для підкранової частини
 $l_{ef,x1} = \mu_1 \cdot l_1 = 2,12 \cdot 8,43 = 17,87 \text{ м},$ для надкранової частини
 $l_{ef,x2} = \mu_2 \cdot l_2 = 3,0 \cdot 3,72 = 11,16 \text{ м}.$

Розрахункові довжини елементів колони із площини рами $l_{ef,y1} = 8,43 \text{ м},$
 $l_{ef,y2} = 3,72 \text{ м}.$

Підбір перерізу позацентрово стиснутої колони виконуємо з дотриманням вимог розділу [16] на зусилля в перерізі 1–1 для підкранової частини. Висота перерізу прийнята $h = 400 \text{ мм}$; для двотаврового перерізу $i_x = 0,39h = 0,39 \cdot 40 = 15,6 \text{ см};$
 $\rho = 0,35h = 0,35 \cdot 40 = 14,0 \text{ см},$ тоді

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x1}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1787}{15,6} \cdot \sqrt{\frac{25}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,99;$$

$$m_x = \frac{M}{N \rho_x} = \frac{12410}{345 \cdot 14} = 2,56, \text{ орієнтовно } \eta = 1,3;$$

$$m_{ef} = m_x \cdot \eta = 2,56 \cdot 1,3 = 3,33; \varphi_e = 0,197.$$

Необхідна площа перерізу становитиме:

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{493,6}{0,197 \cdot 25 \cdot 1,0} = 100,2 \text{ см}^2.$$

Компонування перерізу. Висота стінки $h_w = 40 - 2 \cdot 1,4 = 37,2$ мм
(попередньо приймаємо товщину полиць $t_f = 14$ мм). Гранична гнучкість
стінки за табл. 15.3[1] при $m_w \geq 1$ та $\bar{\lambda}_x \geq 2$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_x = 1,20 + 0,35 \cdot 3,99 = 2,60.$$

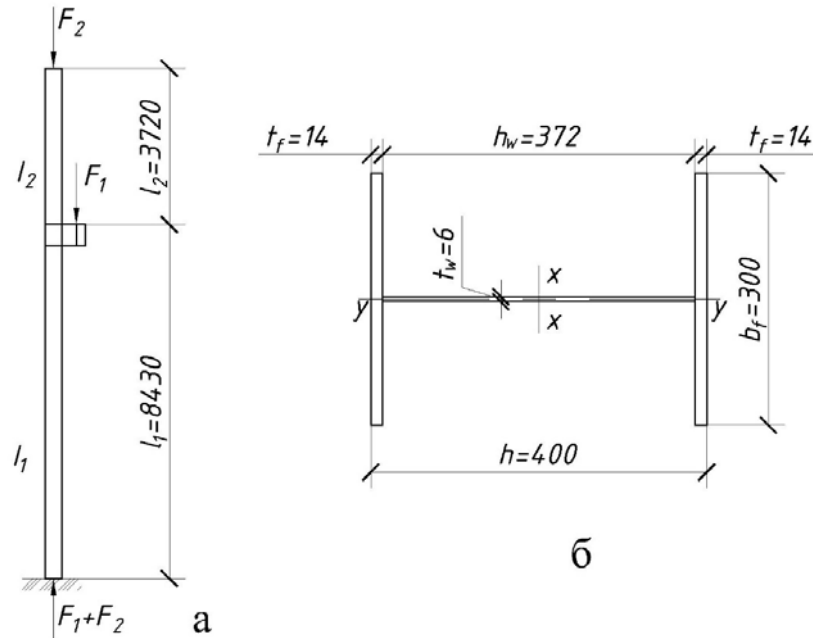


Рис. 2.6. До розрахунку стержня колони:

а – до визначення розрахункових довжин колони; б – поперечний переріз

Тоді мінімально необхідна товщина стінки за умови забезпечення місцевої стійкості становитиме:

$$t_w = \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{372}{2,6} \cdot \sqrt{\frac{25}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,98 \text{ мм.}$$

Приймаємо за сортаментом стінку товщиною $t_w = 6$ мм. Необхідна площа двох полиць, приймаємо полиці з універсальної широкоштабової сталі за [12].

Для забезпечення місцевої стійкості полиці необхідне відношення ширини звису до товщини становить:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{30 - 0,6}{2 \cdot 1,4} = 10,5 \leq (0,36 + 0,1 \bar{\lambda}_x) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 3,99) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{25}} = 21,8$$

Геометричні характеристики прийнятого перерізу:

$$A = 0,6 \cdot 37,2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 30 = 106,3 > A_{cal} = 100,2 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{0,6 \cdot 37,2^3}{12} + 2 \cdot 42 \cdot 20,7^2 = 38567 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1,2 \cdot 30^3}{12} = 5400 \text{ см}^4; W_x = \frac{38567}{20} = 1928 \text{ см}^3;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{38567}{106,3}} = 19,04 \text{ см}; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5400}{106,3}} = 7,13 \text{ см};$$

$$\rho = \frac{W_x}{A} = \frac{1928}{106,3} = 18,13 \text{ см}; \lambda_x = \frac{1957}{19,04} = 103; \lambda_y = \frac{923}{7,13} = 129;$$

$$\bar{\lambda}_x = 103 \cdot \sqrt{\frac{25}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,59.$$

Таблиця 2.4

Розрахункові сполучення зусиль у сталевих колонах

Критерії вибору сполучень	Елементи								
	1-2			2-3		3-4		4-5	
	M, кНм	N, кН	Q, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	N, кН
$+M_{max},$ $N_{відп.}$	№ завантаження: 1,5			№ зав.: 1,5		№ зав.: 1,2,3		№ зав.: 1,2,3	
	+70,3	- 364,8		+124,1	-345	+5,8	- 260,8	+2	- 260,8
$-M_{max},$ $N_{відп.}$	№ завантаження: 1,6			№ зав.: 1,6		№ зав.: 1, 5		№ зав.: 1, 5	
	- 103,3	- 197,8		-49,5	-178	-52	- 110,3	-39,5	- 110,3
$-N_{max},$ $M_{відп.}$	№ завантаження: 1, 2, 5			№ зав.: 1, 2, 5		№ зав.: 1,2		№ зав.: 1, 2	
	+62,9	- 493,6		+112,2	- 473,8	-8,1	- 268,7	-7,3	- 268,8
$-N_{min},$ $M_{відп.}$	№ завантаження: 1			№ зав.: 1		№ зав.: 1		№ зав.: 1	
	-3,2	-133		+4,62	- 115,2	-7,3	-99,2	+0,71	-84,8
Q_{max}	№ завантаження: 1, 5								
			11,8						

Гранична гнучкість стінки:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \cdot 3,59 = 2,46 > \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{37,2}{0,6} \cdot \sqrt{\frac{25}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,16$$

Стійкість колони в площині рами перевіряємо на два розрахункові сполучення:

$$M_1 = +124,1 \text{ кНм}; N_1 = -345 \text{ кН}; M_2 = -103,3 \text{ кНм}; N_2 = -197,8 \text{ кН}.$$

Перша комбінація: відносний ексцентриситет

$$m_x = \frac{M_1}{N_1} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{12410}{345} \cdot \frac{106,3}{1928} = 1,98; \quad \frac{A_f}{A_w} = \frac{30 \cdot 1,4}{37,2 \cdot 0,6} = 1,9$$

$$\text{При } \bar{\lambda}_x = 3,59 \text{ та } 0,1 < m_x < 5$$

$$\eta = (1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda} = (1,9 - 0,1 \cdot 1,9) - 0,02 \cdot (6 - 1,9) \cdot 3,5 = 1,33$$

приведений відносний ексцентриситет $m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,33 \cdot 1,98 = 2,64$; $\varphi_e = 0,130$.

Перевірка стійкості: $N/(A \varphi_e) = 238,71/(106,32 \cdot 0,130) = 17,27 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2$.

За першою комбінацією стійкість забезпечена.

$$\text{Друга комбінація: } m_x = (18048/381,76) \cdot (106,32/1928) = 2,61;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,33 \cdot 2,61 = 3,47; \varphi_e = 0,217,$$

$$N/(A \varphi_e) = 381,76 / (106,32 \cdot 0,217) = 16,55 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

За другою комбінацією стійкість забезпечена.

$$\text{Гранична гнучкість колони при } \alpha = N/(A \varphi_e R_y \gamma_c) = 17,27/24 = 0,72,$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \alpha = 180 - 60 \cdot 0,72 = 137 > \lambda_y = 103.$$

Стійкість колони із площини рами перевіряємо для підкранової, більш завантаженої частини колони. Найбільший момент у середній третині підкранової частини дає комбінація (1,2,3,5,7): $M_1 = -149,74 \text{ кН}\cdot\text{м}$ в опорному перерізі, $M_2 = -14,653 - 0,9(9,547 + 156,378 + 1,040) = -164,92 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{1/3} = -149,74 - (164,92 - 149,74)/3 = -154,80 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_1 = -437,60 \text{ кН}$; $m_x = (15480/437,60) \cdot (106,32/1928) = 1,95 < 5$; розрахункові коефіцієнти:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,95 = 0,75, \text{ при } \lambda_y = 129 > \lambda_c = 3,14 E / R_y =$$

$$= 3,14 \cdot 2,06 \times 10^4 / 24 = 92, \varphi_y = 0,369; \varphi_c = 0,598; \beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,598}{0,369}} = 1,27.$$

$$\text{Значення коефіцієнта } c: c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1,27 / (1 + 0,75 \cdot 1,95) = 0,516.$$

Перевірка стійкості із площини рами:

$$N / (A \cdot \varphi_y) = 437,60 / (106,32 \cdot 0,516 \cdot 0,369) = 21,61 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість забезпечена.

$$\begin{aligned} &\text{Гранична гнучкість колони при } \alpha = N / (A \cdot \varphi_y \cdot R_y \gamma_c) \\ &= 437,60 / (106,32 \cdot 0,369 \cdot 24 \cdot 1,0) = \\ &= 0,47 < 0,5; [\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,47 = 152 > \lambda_y = 129. \end{aligned}$$

Оскільки $h_w / t_w = 37,2 / 0,6 = 62 < 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,3 \sqrt{2,06 \cdot \frac{10^4}{24}} = 67$,
необхідності в постановці поперечних ребер немає.

Перевірка міцності підкранової консолі

$$\begin{aligned} &\text{Розрахункові зусилля в защемленні консолі: } Q = F = G_3 + D_{\max} = 17,72 + \\ &+ 275,00 = 292,72 \text{ кН; } M = F \cdot e = 292,72 \cdot 0,35 = 102,45 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Приймаємо консоль з такими розмірами перерізу: $h_{wc} = 40 \text{ см}$; $t_{wc} = 0,6 \text{ см}$; $b_{fc} = 20 \text{ см}$; $t_{fc} = 1,0 \text{ см}$; $h_c = 42 \text{ см}$.

Геометричні характеристики перерізу: $A = 40 \cdot 0,6 + 2 \cdot 20 \cdot 1 = 64 \text{ см}^2$;

$$I_x = 0,6 \cdot 40^3 / 12 + 2 \cdot 20 \cdot 20,5^2 = 20010 \text{ см}^4; W_x = 20010 / 21 = 953 \text{ см}^3;$$

$$S_x = 20 \cdot 1 \cdot 20,5 + 20 \cdot 0,6 \cdot 10 = 530 \text{ см}^3; S_{f,x} = 20 \cdot 1 \cdot 20,5 = 410 \text{ см}^3.$$

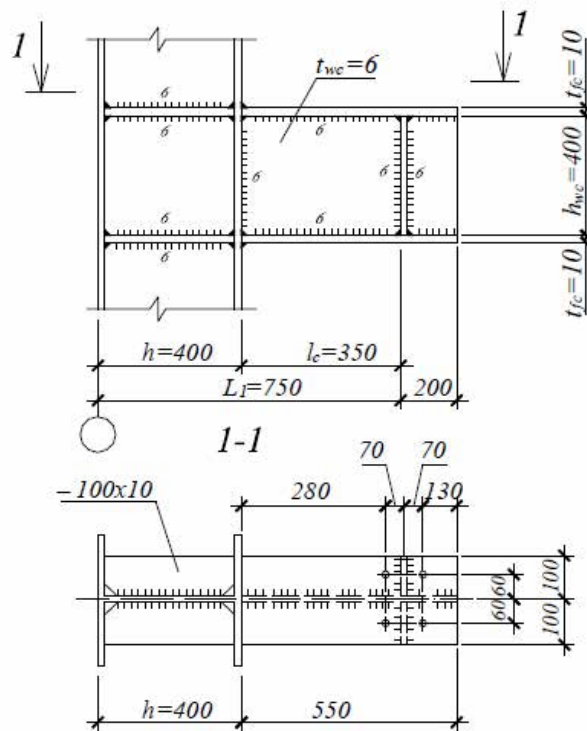


Рис. 2.7. Підкранова консоль

Перевіряємо напруження в консолі:

– нормальні $\sigma_x = M/W_x = 10245/953 = 10,75 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2$;

– дотичні $\tau_{xy} = QS_x / I_x t_{wc} = 292,72 \cdot 530 / (20010 \cdot 0,6) = 12,92 < R_s \gamma_c =$

$$0,58 \cdot 24 \cdot 1,0 = 13,92 \text{ кН/см}^2;$$

– зведені в рівні сполучення стінки із полицею:

$$\sigma_x = M \cdot h_{wc} / 2I_x = 10245 \cdot 20 / 20010 = 10,24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = Q \cdot S_{f,x} / I_x t_{wc} = 292,72 \cdot 410 / (20010 \cdot 0,6) = 10,0 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{10,24^2 + 3 \cdot 10^2} = 20,12 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 24 \cdot 1,0 = 27,6 \text{ кН/см}^2;$$

Шви, що прикріплюють консоль до колони, перевіряються у припущенні, що згинальний момент сприймається полицями, а перерізує сила – стінкою.

$$\text{Зусилля на шви полиць: } H = M / h_c = 10245/42 = 244 \text{ кН};$$

Зварювання напівавтоматичне, дротом СВ-08 $d < 1,4 \text{ мм}$; $\beta_f = 0,7$;

$$\beta_z = 1,0; R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2; R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

Оскільки $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, то розрахунок виконуємо для металу шва.

Шви кріплення стінки:

$$k_f = Q / (2 \beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 292,72 / (2 \cdot 0,7 (40 - 1) 18 \cdot 1 \cdot 1) = 0,30 \text{ мм}.$$

Беремо всі шви $k_f = 6 \text{ мм}$.

Стінка колони в місцях підходу полиць консолі укріплюється поперечними парними ребрами – 100x10 з підрізами 40x40 мм.

Міцність швів, що прикріплюють ребра:

$$N / (2 \cdot \beta_f l_w k_f) = 244 / (2 \cdot 0,7 (37,2 - 2 \cdot 4 - 1) \cdot 0,6) = 10,30 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність стінки колони на зріз по гранях закріплення ребер:

$$\tau = H / l_{ptw} = 244 / ((37,2 - 2 \cdot 4) 0,6) = 13,92 \text{ кН/см}^2 = R_s \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність полиці колони в зоні кріплення верхньої полиці консолі на розтяг у напрямку товщини прокату:

$$t_{ef} = t_{fc} + 2 k_f = 1,0 + 2 \cdot 0,6 = 2,2 \text{ см.}$$

$$\sigma = H / (t_{ef} \cdot b_{fc}) = 244 / (2,2 \cdot 20) = 5,55 \text{ кН/см}^2 < R_{th} \gamma_c = 0,5 R_u \gamma_c = 0,5 \cdot 36 = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність стінки колони на ділянці між ребрами з врахуванням додатково дотичних напружень від H при комбінації зусиль (1,5,8) у стержні

$$M_2 = - 180,48 \text{ кН}\cdot\text{м}; N = - 381,76 \text{ кН}; Q = - 18,461 \text{ кН.}$$

$$\sigma_x = M \cdot h_w / 2I_x + N/A = 18048 \cdot 37,2 / (2 \cdot 38567) + 381,76 / 106,32 = 8,70 + 3,59 = 12,29 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = (Q + H) / (t_w h_w) = (18,461 + 244) / (37,2 \cdot 0,6) = 11,76 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{12,29^2 + 3 \cdot 11,76^2} = 23,79 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y = 27,6 \text{ кН/см}^2.$$

Місцева стійкість стінки колони при $\lambda_w = (37,2/0,6) \sqrt{\frac{24}{2,06} \cdot 10^4} = 2,12 < 3,5$ на ділянці між ребрами в зоні великих дотичних напружень не перевіряється.

Таким чином, міцність вузла забезпечена.

Розрахунок бази колони.

Матеріал фундаменту – бетон класу C16/20 ($f_{cd} = 0,75 \text{ кН/см}^2$) [13].

При $\gamma = 1,2$

$$R_{b,loc} = 1,2 \cdot 0,75 = 0,90 \text{ кН/см}^2.$$

Ширина опорної плити з урахуванням товщини траверси $t_{tr} = 12 \text{ мм}$ та консольних звисів $c = 8,8 \text{ см}$ (4.52):

$$B_{pl} = b_f + 2 (t_{tr} + c) = 30 + 2(1,2 + 8,8) = 50 \text{ см};$$

Довжина плити за (4.49) за умови сприйняття зусиль $M = 244,29 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

$$N = -238,71 \text{ кН}; L_{pl} = N / (2B_{pl}R_{b,loc}) + \sqrt{\left(\frac{N}{2B_{pl}R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M}{B_{pl}R_{b,loc}}}$$

$$= 238,71 / (2 \cdot 50 \cdot 0,90) + \sqrt{\left(\frac{238,71}{2 \cdot 50 \cdot 0,90}\right)^2 + 6 \cdot \frac{24429}{50 \cdot 0,90}} \approx 59,78 \text{ см.}$$

Приймаємо довжину плити 60 см.

Крайові напруження під опорною плитою:

$$\sigma_{\max} = -N / (B_{pl}L_{pl}) - 6M / (B_{pl}L_{pl}^2) = -238,71 / (50 \cdot 60) - 6 \cdot 24429 / (50 \cdot 60^2)$$

$$= -0,08 - 0,81 = -0,89 \text{ кН/см}^2; \sigma_{\min} = -0,08 + 0,81 = +0,73 \text{ кН/см}^2.$$

Положення нульової точки на епюрі напружень:

$$x = L_{pl} \sigma_{\min} / (-\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) = 60 \cdot 0,73 / (0,89 + 0,73) = 27 \text{ см.}$$

$$c_1 = 60 - 27,0 = 33,0 \text{ см.}$$

Ділянка 1, оберта на 4 канти, $b/a = 372/147 = 2,53 > 2$, за табл. 5.6 [9]

$$\alpha_1 = 0,125, \text{ напруження на умовній грані ділянки } \sigma_2 = \sigma_{\max} \cdot c_2 / c_1 =$$

$$= -0,89 \cdot 21,6 / 33,0 = -0,58 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Розрахунковий момент на ділянці 1: } M_1 = \alpha_1 \sigma_2 a^2 = 0,125 \cdot 0,58 \cdot 14,7^2 = 15,67 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

$$\text{На консольній ділянці 2: } M_2 = \sigma_{\max} c^2 / 2 = 0,89 \cdot 8,8^2 / 2 = 34,46 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

На ділянці 3, що обпирається на 3 канти, $\alpha_1/b_1 = 100/300 = 0,33 < 0,5$, момент визначається як для консольної ділянки:

$$M_3 = \sigma_{\max} \cdot a^2 / 2 = 0,89 \cdot 10^2 / 2 = 44,5 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Товщина плити визначається за найбільшим моментом:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} \approx \sqrt{6 \cdot \frac{44,5}{24 \cdot 1,2}} \approx 3,04 \text{ см. Приймаємо } t_{pl} = 32 \text{ см.}$$

Траверсу розраховуємо як двоконсольну балку, що шарнірно обпирається на пояси колон у місцях зварних швів. Навантаженням на траверсу є реактивна відсіч фундаменту (в стисненій зоні під плитою) з половини плити (на одну траверсу) та зусилля в анкерних болтах (в

розтягнутій зоні) також на половину плити: $q = \sigma_{\max} B_{pl} / 2 = 0,89 \cdot 50 / 2 = 22,25 \text{ кН/см}^2$,

$$Z_a = (M - Na) / 2y = (24429 - 238,71 \cdot 19) / (2 (19 + 35)) = 184,2 \text{ кН.}$$

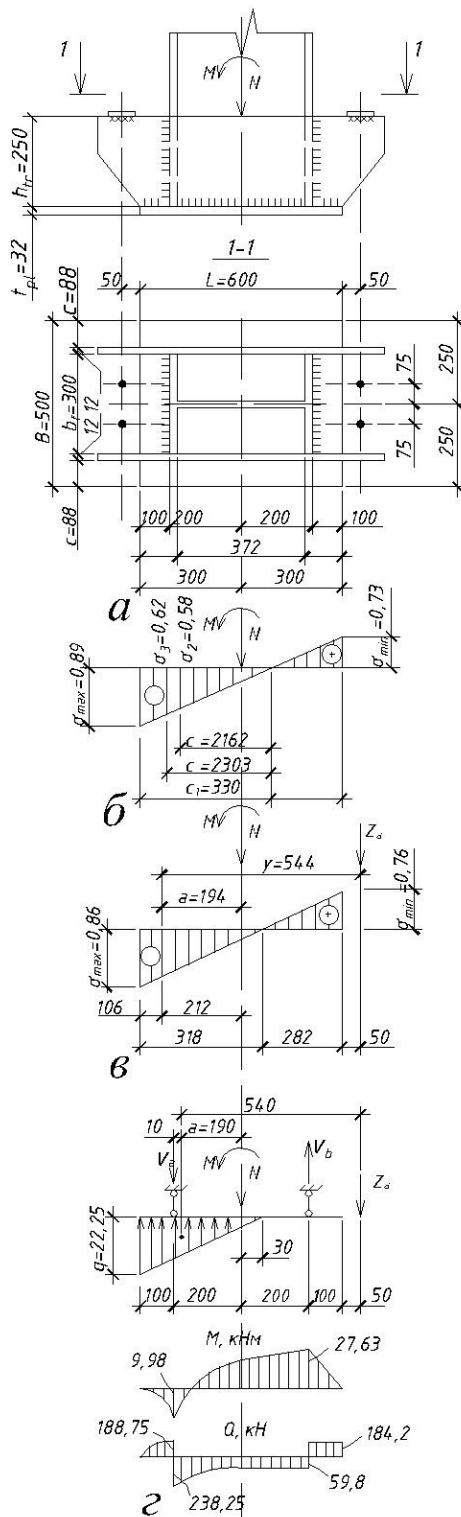


Рис.2. 8. База колони: а – конструктивна схема; б, в – епюри напружень під плитою; г – розрахункова схема траверси

Тут зусилля Z_a визначене з умови рівноваги моментів відносно точки Ц прикладання рівнодіючого зусилля від відсічі фундаменту : $c_{\text{Ц}} = c_1 \cdot 2/3 == 220$ мм.

Епюри згинальних моментів та перерізувальних сил наведені на рис.8. При їх побудові розглядається рівнодіюча відсічі $R_q = qc\cdot 3/2 = 22,25 \cdot 3/2 = 33,375$ кН з плечем $y_1 = 1,0$ см; зусилля в анкері $Z_a = 184,2$ кН.

Опорні реакції: $+367 \cdot 1 - 184,2 \cdot 55 + V_B \cdot 40 = 0$; $V_B = 244$ кН;
 $-367 \cdot 39 - 184,2 \cdot 15 + V_A \cdot 40 = 0$; $V_A = 427$ кН.

При $t_{tr} = 14$ мм з умови міцності траверси на зріз:

$$h_{tr} = 1,5O / (R_{syC} t_{tr}) = 1,5 \cdot 238,25 / (0,58 \cdot 24 \cdot 1,2) = 21,40 \text{ cm.}$$

Для розрахунку та перевірки виділяємо перерізи із зусиллями:

$$M = 27,63 \text{ кН} \cdot \text{м}, Q = 184,2 \text{ кН} \text{ та } M = 9,98 \text{ кН}, Q = 238,25 \text{ кН}.$$

3 умови міцності траверси на згин:

$$W_{cal} = M/R_y \gamma_c = 2763/(24 \cdot 1,0) = 115 \text{ cm}^3; h_{tr} = \sqrt{\frac{6W_{cal}}{t_{tr}}}$$

Приймаємо $h_{tr} = 25$ см, $W_{tr} = 1,2 \cdot 25^2 / 6 = 125$ см³.

Необхідний катет шва за умови сприйняття зусилля $V_A = 427$ кН
(умови зварювання див. у розрахунку консолі): $k_f = V_A / (\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) =$
 $= 427 / (0,7 \cdot (25 - 1) \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1) = 1,35$ см, приймаємо $k_f = 14$ мм.

Після приварювання траверс торець колони і плита фрезеруються. При товщині плити $t_{pl} = 32$ мм мінімальний катет шва $k_f = 7$ мм.

Для розрахунку анкерних болтів необхідно приймати комбінацію навантажень, що спричиняє найбільше розтяжне зусилля в болтах. Виходячи із умови появи розтяжних зусиль у бетоні фундаменту враховуються тимчасові навантаження, для яких $M/N > L_{pl} / 6$. Навантаження, що мають $M/N < L_{pl} / 6$ розвантажують фундаментні болти, тому зусилля M та N від постійного навантаження враховуються з коефіцієнтом $\gamma_f = 0,9$.

Для розрахунку анкерних болтів підрахована комбінація зусиль від навантажень (1,4,6,7) з коефіцієнтом сполучення $\psi = 1,0$:

$$M = + 268,54 \text{ кН}\cdot\text{м}; N = - 161,18 \text{ кН}.$$

$$\sigma_{\max} = N / (B_{pl} L_{pl}) + 6M / (B_{pl} L_{pl}^2) = - 161,18 / (50 \cdot 60) - 6 \cdot 24429 / (50 \cdot 60^2) = - 0,05 - 0,81 = - 0,86 \text{ кН/см}^2; \sigma_{\min} = - 0,05 + 0,81 = + 0,76 \text{ кН/см}^2.$$

Епюра напружень наведена на рис. 2.8, в.

Розтяжні зусилля в анкерному болті:

$$Z_a = (M - N \cdot a) / 2y = (24429 - 161,18 \cdot 19,4) / (2 \cdot 54,4) = 196 \text{ кН}.$$

Для фундаментного болта із сталі 09Г2С діаметром 36...56 мм $R_{ba} = 225 \text{ МПа}$, необхідна площа перерізу $A_{nt} = Z_a / R_{ba} = 196 / 22,5 = 8,71 \text{ см}^2$.

Беремо болти діаметром 42 мм, у яких $A_{nt} = 11,20 \text{ см}^2$.

Після розрахунку зусилля необхідно додатково перевірити траверсу при значенні $Z_a = 196 \text{ кН}$: $M = 196 \cdot 15 = 2940 \text{ кН}\cdot\text{см}$;

$$\sigma = M / W_{tr} = 2940 / 125 = 23,52 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність траверси забезпечена.

Наявність бази висотою 250 мм вимагає заглиблення опорної плити до позначки – 0,400 м, при цьому слід зкорегувати загальну довжину колони та прийняти $H = H_0 + H_3 = 12600 + 400 = 13000 \text{ мм}$, що не вносить суттєвих змін у розрахункові зусилля.

2.4. Розрахунок і конструювання кроквяної ферми покриття

Ферма прольотом 33м, покрівля опирається на прогони, розміщені з кроком $a = 2,725 \text{ м}$. Крок ферм $B = 6 \text{ м}$. Стержні ферми виконуємо зі сталі С255 ($R_y = 250 \text{ МПа}$ при товщині кутиків до 20мм), фасонки – зі сталі С255.

2.4.1. Визначення розрахункових зусиль в елементах ферми

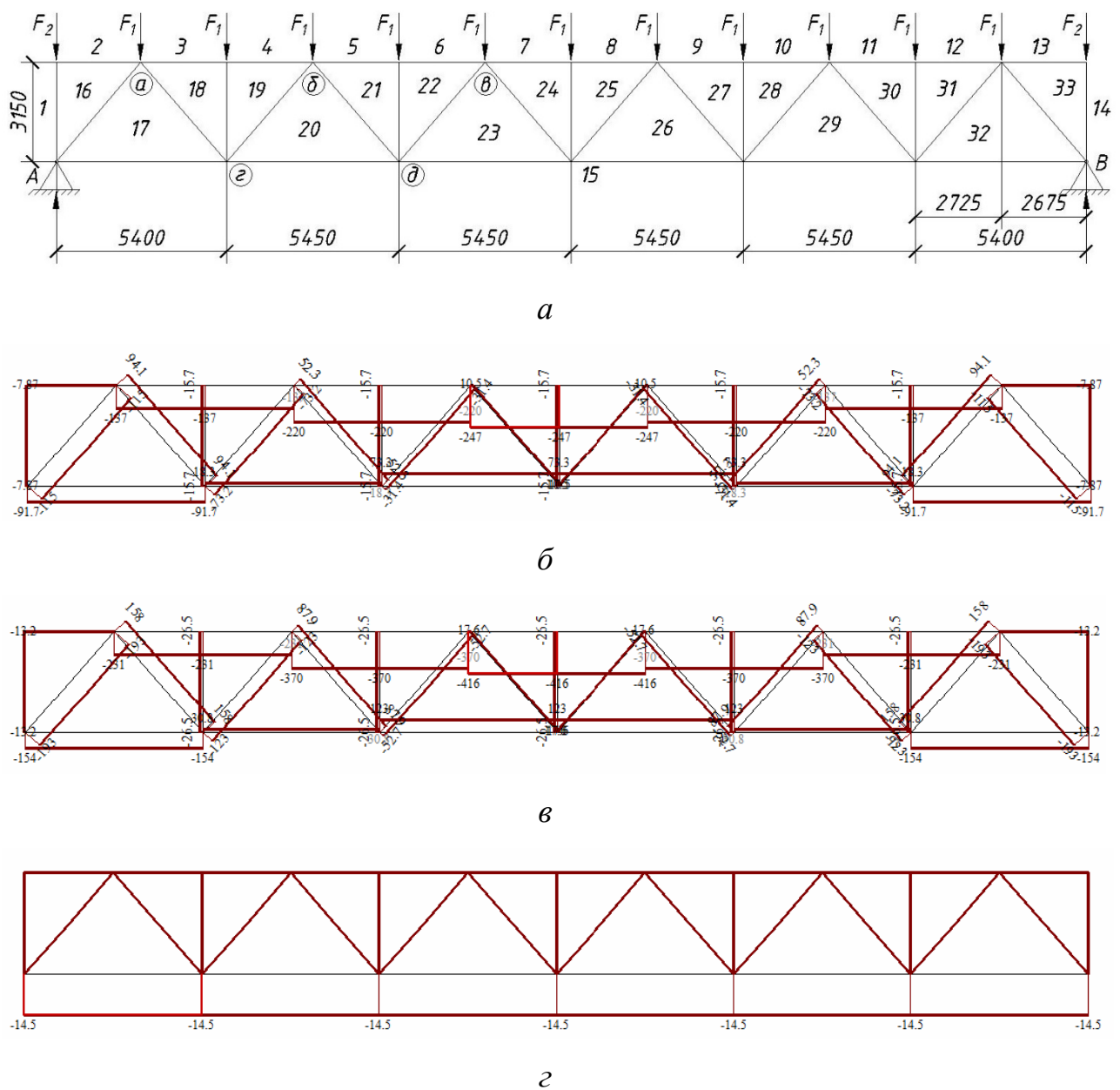


Рис. 2.9. Статичний розрахунок ферми:

a – розрахункова схема; *б* – епюра поздовжніх сил від дії постійного навантаження; *в* – те саме, від дії снігового навантаження; *г* – те саме, від дії рамного розпору

Постійне навантаження від власної ваги становить: розрахункове експлуатаційне – $0,835 \text{ кН/м}^2$; розрахункове граничне – $0,963 \text{ кН/м}^2$.
Граничне снігове навантаження

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C_{\gamma n} = 1,1 \cdot 1,55 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 1,62 \text{ МПа} .$$

Рівномірно розподілене навантаження слід привести до зосередженого, прикладеного у вузлах верхнього поясу ферми:

- постійне навантаження:

$$F_1 = q_m B a = 0,963 \cdot 6 \cdot 2,725 = 15,75 \text{ кН}; F_2 = 0,5 F_1 = 0,5 \cdot 15,75 = 7,87 \text{ кН};$$

- снігове навантаження

$$F_1 = S_m B a = 1,62 \cdot 6 \cdot 2,725 = 26,49 \text{ кН}; F_2 = 0,5 F_1 = 0,5 \cdot 26,49 = 13,24 \text{ кН}.$$

Значення поздовжніх зусиль визначаємо за допомогою ПК і заносимо до таблиці.

Таблиця 2.5

Результати розрахунку сталевій ферим покриття будівлі цеху

Назва елемента	№ стержня	Зусилля, кН, від дії навантаження			Розрахункові зусилля
		постійного	снігового	рамного	
Верхній пояс	2-16	0	0	—	0
	3-18	-137	-231	—	-368
	4-19	-137	-231	—	-368
	5-21	-220	-370	—	-590
	6-22	-220	-370	—	-590
	7-24	-247	-416	—	-663
Нижній пояс	15-17	-91,7	-154	-14,5	-260,2
	15-20	18,3	30,8	-14,5	34,6
	15-23	73,3	123	-14,5	181,8
Розкоси	16-17	-115	-193	-	-308
	17-18	94,1	158	-	252,1
	19-20	-73,2	-123	-	-196,2
	20-21	52,3	87,9	-	140,2
	22-23	-31,4	-52,7	-	-84,1
	23-24	10,5	17,6	-	28,1
Стояки	1-16	-7,9	-13,2	-	-21,1
	18-19	-15,7	-26,5	-	-42,2
	21-22	-15,7	-26,5	-	-42,2
	24-25	-15,7	-26,5	-	-42,22

2.4.2. Підбір перерізів

При зусиллі в опорному розкосі $N_{16-17} = -308 \text{ кН}$ за табл.12.1 [1], визначаємо товщину вузових фасонів $t_{\text{ф}} = 10 \text{ мм}$, величини зазорів між кутиками мають таку саму величину.

Верхній пояс (стержень 7-24 ($N = -663 \text{ кН}$)). Розрахункова довжина стержня в площині ферми дорівнює відстані між її вузлами, тобто $l_{ef,x} = 272,5 \text{ см}$, а поза площиною – відстані між вузлами кріплення вертикальних в'язей покриття $l_{ef,y} = 545 \text{ см}$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ як для стиснутих стержнів при розрахунку на стійкість. Попередньо беремо гнучкість $\lambda = 80$ і відповідний коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,686$ (табл. Д.4.4[1]).

Тоді потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = \frac{663}{0,686 \cdot 25 \cdot 0,95} = 40,69 (\text{см}^2); i_x = \frac{272,5}{80} = 3,41 (\text{см}); i_y = \frac{545}{80} = 6,81 (\text{см})$$

За сортаментом рівнополічних кутиків [17] приймаємо $2 \perp 160 \times 10$, $A = 31,43 \text{ см}^2$, $i_x = 4,96 \text{ см}$, $i_y = 6,91 \text{ см}$. $i_y = \sqrt{i_x^2 + (z_0 + 0,5t_{\text{ф}})^2}$

Перевіряємо підібраний переріз

$$\lambda_x = \frac{272,5}{4,96} = 54,9; \lambda_y = \frac{545}{6,91} = 78,9; \varphi = 0,693$$

$$\sigma = \frac{663}{0,693 \cdot 2 \cdot 31,43} = 15,22 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 25 \cdot 0,95 = 23,75 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{663}{0,693 \cdot 2 \cdot 31,43 \cdot 25 \cdot 0,95} = 0,641$$

дорівнює $[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,641 = 141,5 > \lambda_y = 79$

Верхній пояс (стержні 5-21, 6-22). $N = -590 \text{ кН}$. Попередньо беремо гнучкість $\lambda = 100$ і відповідний коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,612$

Тоді потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = \frac{590}{0,612 \cdot 25 \cdot 0,95} = 40,6 (\text{см}^2); i_x = \frac{272,5}{100} = 2,73 (\text{см}); i_y = \frac{545}{100} = 5,45 (\text{см})$$

За сортаментом рівнополічних кутиків [табл. Д5.5, 5] приймаємо $2 \perp 125 \times 10$, $A = 24,33 \text{ см}^2$, $i_x = 3,85 \text{ см}$, $i_y = 5,52 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз

$$\lambda_x = \frac{272,5}{3,85} = 70,8; \lambda_y = \frac{545}{5,52} = 98,7; \varphi = 0,72$$

$$\sigma = \frac{590}{0,72 \cdot 2 \cdot 24,33} = 16,9 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 25 \cdot 0,8 = 20 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{590}{0,72 \cdot 2 \cdot 24,33 \cdot 25 \cdot 0,95} = 0,71$$

$$\text{дорівнює } [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,71 = 137,4 > \lambda_y = 77,3$$

Верхній пояс (стержні 3-18, 4-19). $N = -368$ кН. Попередньо беремо гнучкість $\lambda = 100$ і відповідний коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,612$

Тоді потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = \frac{368}{0,612 \cdot 25 \cdot 0,95} = 25,32 (\text{см}^2); i_x = \frac{272,5}{100} = 2,73 (\text{см}); i_y = \frac{545}{100} = 5,45 (\text{см})$$

За сортаментом рівнополічних кутиків [табл. Д5.5, 5] приймаємо $2 \perp 125 \times 10$, $A = 24,33 \text{ см}^2$, $i_x = 3,85 \text{ см}$, $i_y = 5,52 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз

$$\lambda_x = \frac{272,5}{3,85} = 70,8; \lambda_y = \frac{545}{5,52} = 98,7; \varphi = 0,72$$

$$\sigma = \frac{368}{0,72 \cdot 2 \cdot 24,33} = 10,5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 25 \cdot 0,8 = 20 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{368}{0,72 \cdot 2 \cdot 24,33 \cdot 25 \cdot 0,95} = 0,44 \text{ дорівнює}$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,44 = 153,6 > \lambda_y = 77,3$$

- Нижній пояс (стержень 15-17). $N = -260,2$ кН, $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 545 \text{ см}$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$. Гранична гнучкість $[\lambda] = 400$.

Потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = \frac{260,2}{24 \cdot 0,95} = 11,41 (\text{см}^2), \quad i_x = i_y = \frac{545}{400} = 1,36 (\text{см}^2)$$

За сортаментом приймаємо $2 \perp 70 \times 5$: $A = 6,7 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,23 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\sigma = \frac{260,2}{2 \cdot 6,7} = 19,4 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\lambda_x = \frac{545}{2,16} = 252,3 < 400$$

- Нижній пояс (стержень 15-23). $N = +181,8 \text{ кН}$

$$A_n = \frac{181,8}{24 \cdot 0,95} = 8,0 (\text{см}^2)$$

Беремо $2 \perp 63 \times 4$, $A = 4,96 \text{ см}^2$, $i_x = 1,95 \text{ см}$, $i_y = 2,93 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\sigma = \frac{181,8}{2 \cdot 4,96} = 18,3 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\lambda_x = \frac{545}{1,95} = 307,7 < 400$$

- Опорний розкіс (стержень 16-17) $N = -308 \text{ кН}$. Розрахункова

довжина $l_{ef,x} = l_{ef,y} = \sqrt{315^2 + 268^2} = 413,6 \text{ см}$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$.

Беремо $\lambda_y = 110$ і $\varphi = 0,478$.

Тоді

$$A_n = \frac{308}{0,478 \cdot 24 \cdot 0,95} = 28,26 (\text{см}^2); \quad i_x = i_y = \frac{413,6}{110} = 3,76 (\text{см})$$

Беремо $2 \perp 125 \times 8$, $A_n = 19,69 \text{ см}^2$, $i_x = 3,87 \text{ см}$, $i_y = 5,46 \text{ см}$.

$$\lambda_x = \frac{413,6}{3,87} = 106,9; \quad \lambda_y = \frac{413,6}{5,46} = 75,8; \quad \varphi = 0,478$$

$$\sigma = \frac{308}{0,478 \cdot 2 \cdot 24,3} = 13,3 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\alpha = \frac{13,3}{22,8} = 0,58$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,58 = 145,2 > \lambda_x = 106,9$$

- Розтягнуті розкоси (стержні 17-18) $N = +252,1 \text{ кН}$, $l_{ef,x} = l_{ef,y} =$

$$\sqrt{315^2 + 272,5^2} = 416 \text{ см}.$$

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$.

$$A_n = \frac{252,1}{24 \cdot 0,95} = 11,1 (\text{см}^2)$$

Беремо $2 \perp 70 \times 5$, $A_n = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,23 \text{ см}$.

$$\sigma = \frac{252,1}{2 \cdot 6,86} = 18,4 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\lambda_x = \frac{416}{2,16} = 192,6 < [\lambda] = 400$$

- Розкоси (стержні 20-21) $N = +140$ кН, $l_{ef,x} = l_{ef,y} = \sqrt{315^2 + 272,5^2} = 416$ см.

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$.

$$A_n = \frac{140}{24 \cdot 0,95} = 6,14 (\text{см}^2)$$

Беремо $2 \perp 50 \times 4$, $A_n = 3,89 \text{ см}^2$, $i_x = 1,54$ см, $i_y = 2,43$ см.

$$\sigma = \frac{140}{2 \cdot 3,89} = 18 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\lambda_x = \frac{416}{1,54} = 270 < [\lambda] = 400$$

- Стиснуті розкоси (стержні 19-20) $N = -196,2$ кН,
 $l_{ef,x} = 0,8 \cdot 416 = 333$ см (коефіцієнт $\mu = 0,8$)
 $l_{ef,y} = 416$ см. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,8$.

При $\lambda = 120$, $\varphi = 0,419$

$$A_n = \frac{196,2}{0,419 \cdot 24 \cdot 0,8} = 24,37 (\text{см}^2)$$

$$i_x = \frac{333}{120} = 2,78 (\text{см}); i_y = \frac{416}{120} = 3,47 (\text{см})$$

Беремо $2 \perp 100 \times 7$, $A_n = 13,75 \text{ см}^2$; $i_x = 3,08$ см; $i_y = 4,45$ см;

$$\lambda_x = \frac{333}{3,08} = 108,1; \lambda_y = \frac{416}{4,45} = 93,5; \varphi = 0,419$$

$$\sigma = \frac{196,2}{0,419 \cdot 2 \cdot 13,75} = 17,1 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 24 \cdot 0,8 = 19,2 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{17,1}{19,2} = 0,9$$

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,9 = 156 > \lambda_x = 125,6$$

- Стояки (стержні 18-19, 21-22) $N = -42,22$ кН, $l_{ef,x} = 0,8 \cdot 315 = 252$ см, $l_{ef,y} = 315$ см, $\gamma_c = 0,8$. При $\lambda = 150$, $\varphi = 0,276$

$$A_n = \frac{42,2}{0,276 \cdot 24 \cdot 0,8} = 7,96 (\text{см}^2)$$

$$i_x = \frac{252}{150} = 1,68 (\text{см}); i_y = \frac{315}{150} = 2,1 (\text{см})$$

Беремо $2 \perp 56 \times 5$, $A = 5,41 \text{ см}^2$; $i_x = 1,72$ см; $i_y = 2,69$ см;

$$\lambda_x = \frac{252}{1,72} = 146,5; \lambda_y = \frac{315}{2,69} = 117,1; \varphi = 0,40$$

$$\sigma = \frac{42,2}{0,40 \cdot 2 \cdot 5,41} = 9,75 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 24 \cdot 0,8 = 19,2 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{9,75}{19,2} = 0,51$$

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,51 = 179,4 > \lambda_x = 146,5$$

Результати розрахунків (для кожного стержня необхідно визначити гнучкість відносно головних осей і нормальне напруження) зводимо в табл. Аналіз одержаних результатів показує, що для запроектованої ферми використано шість типорозмірів кутиків, причому для значної кількості стержнів вирішальною є умова забезпечення необхідної гнучкості.

2.4.3. Підбір перерізів профільних труб

Верхній пояс (стержень 7-24 ($N = -663$ кН)). Розрахункова довжина стержня в площині ферми дорівнює відстані між її вузлами, тобто $l_{ef,x} = 272,5$ см, а поза площиною – відстані між вузлами кріплення вертикальних в'язей покриття $l_{ef,y} = 545$ см. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ як для стиснутих стержнів при розрахунку на стійкість. Попередньо беремо гнучкість $\lambda = 80$ і відповідний коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,686$ (табл. Д.4.4[1]).

Потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_x = 40,69(\text{см}^2); i_x = 3,41(\text{см}); i_y = 6,81(\text{см})$$

За сортаментом квадратних труб приймаємо $\square 180 \times 6$, $A = 41,4 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 7,06$ см.

Перевіряємо підібраний переріз

$$\lambda_x = \frac{272,5}{7,06} = 38,6; \lambda_y = \frac{545}{7,06} = 77,2; \varphi = 0,71$$

$$\sigma = \frac{663}{0,71 \cdot 41,4} = 22,55 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 25 \cdot 0,95 = 23,75 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A \gamma_c} = \frac{663}{0,71 \cdot 41,4 \cdot 25 \cdot 0,95} = 0,95$$

$$\text{дорівнює } [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,95 = 123 > \lambda_y = 79$$

Верхній пояс (стержні 5-21, 6-22). $N = -590$ кН. Попередньо беремо гнучкість $\lambda = 100$ і відповідний коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,612$

Потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = 40,6(\text{см}^2); i_x = 2,73(\text{см}); i_y = 5,45(\text{см})$$

За сортаментом квадратних труб приймаємо $\square 180 \times 6$, $A = 41,4 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 7,06 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз

$$\lambda_x = \frac{272,5}{7,06} = 38,6; \lambda_y = \frac{545}{7,06} = 77,2; \varphi = 0,71$$

$$\sigma = \frac{590}{0,71 \cdot 41,4} = 20,0 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) = 25 \cdot 0,8 = 20 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{590}{0,71 \cdot 41,4 \cdot 25 \cdot 0,95} = 0,86$$

$$\text{дорівнює } [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,86 = 128,4 > \lambda_y = 77,3$$

Верхній пояс (стержні 3-18, 4-19). $N = -368 \text{ кН}$. Попередньо беремо гнучкість $\lambda = 100$ і відповідний коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,612$

Тоді потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = 25,32(\text{см}^2); i_x = 2,73(\text{см}); i_y = 5,45(\text{см})$$

За сортаментом квадратних труб приймаємо $\square 160 \times 5$, $A = 30,7 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 6,29 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз

$$\lambda_x = \frac{272,5}{6,29} = 43,3; \lambda_y = \frac{545}{6,29} = 86,6; \varphi = 0,7$$

$$\sigma = \frac{368}{0,7 \cdot 30,7} = 17,1 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 25 \cdot 0,8 = 20 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{368}{0,7 \cdot 30,7 \cdot 25 \cdot 0,95} = 0,72 \text{ дорівнює}$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,72 = 136,8 > \lambda_y = 77,3$$

- Нижній пояс (стержень 15-17). $N = -260,2 \text{ кН}$,

$l_{ef,x} = l_{ef,y} = 545 \text{ см}$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$. Гранична гнучкість $[\lambda] = 400$.

Потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = 11,41(\text{см}^2); i_x = i_y = 1,36(\text{см})$$

За сортаментом приймаємо $\square 100 \times 4$: $A = 15,3 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 3,89 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\sigma = \frac{260,2}{15,3} = 17 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\lambda_{\text{ж}} = \frac{545}{3,89} = 140,1 < 400$$

- Нижній пояс (стержень 15-23). $N = +181,8 \text{ кН}$

$$A_n = 8,0 (\text{см}^2)$$

Беремо $\square 80 \times 3$, $A = 9,2 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 3,12 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\sigma = \frac{181,8}{9,2} = 19,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\lambda_{\text{ж}} = \frac{545}{3,12} = 174,7 < 400$$

- Опорний розкіс (стержень 16-17) $N = -308 \text{ кН}$. Розрахункова довжина

$l_{ef,x} = l_{ef,y} = \sqrt{315^2 + 268^2} = 413,6 \text{ см}$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$. Беремо

$\lambda_{\text{ж}} = 110$ і $\varphi = 0,478$.

Тоді

$$A_n = 28,26 (\text{см}^2); i_x = i_y = 3,76 (\text{см})$$

Беремо $\square 160 \times 5$, $A_n = 30,7 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 6,29 \text{ см}$.

$$\lambda_{\text{ж}} = \lambda_{\text{ж}} = \frac{413,6}{6,29} = 65,7; \varphi = 0,78$$

$$\sigma = \frac{308}{0,78 \cdot 30,7} = 12,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\alpha = \frac{12,8}{22,8} = 0,56$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,56 = 146,4 > \lambda_{\text{ж}} = 106,9$$

- Розтягнуті розкоси (стержні 17-18) $N = +252,1 \text{ кН}$, $l_{ef,x} = l_{ef,y} = \sqrt{315^2 + 272,5^2} = 416 \text{ см}$.

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$.

$$A_n = 11,1 (\text{см}^2)$$

Беремо $\square 100 \times 4$: $A = 15,3 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 3,89 \text{ см}$.

$$\sigma = \frac{252,1}{15,3} = 16,5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\lambda_x = \frac{416}{3,89} = 106,9 < [\lambda] = 400$$

- Розкоси (стержні 20-21) $N = +140$ кН, $l_{ef,x} = l_{ef,y} = \sqrt{315^2 + 272,5^2} = 416$ см.

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$.

$$A_n = 6,14(\text{см}^2)$$

Беремо $\square 50 \times 4$, $A_n = 7,1 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 1,86$ см.

$$\sigma = \frac{140}{7,1} = 19,7 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 22,8 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

$$\lambda_x = \frac{416}{1,86} = 223,6 < [\lambda] = 400$$

- Стиснуті розкоси (стержні 19-20) $N = -196,2$ кН,

$l_{ef,x} = 0,8 \cdot 416 = 333$ см (коефіцієнт $\mu = 0,8$)

$l_{ef,y} = 416$ см. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,8$.

При $\lambda = 120$, $\varphi = 0,419$

$$A_n = \frac{196,2}{0,419 \cdot 24 \cdot 0,8} = 24,37(\text{см}^2)$$

$$i_x = \frac{333}{120} = 2,78(\text{см}); i_y = \frac{416}{120} = 3,47(\text{см})$$

Беремо $\square 140 \times 5$, $A_n = 26,9 \text{ см}^2$; $i_x = i_y = 5,48$ см;

$$\lambda_x = \frac{333}{5,48} = 60,8; \lambda_y = \frac{416}{5,48} = 75,9; \varphi = 0,7$$

$$\sigma = \frac{196,2}{0,7 \cdot 26,9} = 10,4 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 24 \cdot 0,8 = 19,2 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{10,4}{19,2} = 0,54$$

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,54 = 177,6 > \lambda_x = 60,8$$

- Стояки (стержні 18-19, 21-22) $N = -42,22$ кН, $l_{ef,x} = 0,8 \cdot 315 = 252$ см, $l_{ef,y} = 315$ см, $\gamma_c = 0,8$. При $\lambda = 150$, $\varphi = 0,276$

$$A_n = 7,96(\text{см}^2)$$

$$i_x = \frac{252}{150} = 1,68(\text{см}); i_y = \frac{315}{150} = 2,1(\text{см})$$

Беремо $\square 80 \times 3$, $A = 9,2 \text{ см}^2$; $i_x = i_y = 3,12$ см;

$$\lambda_x = \frac{252}{3,12} = 80,8; \lambda_y = \frac{315}{3,12} = 101; \varphi = 0,50$$

$$\sigma = \frac{42,2}{0,50 \cdot 9,2} = 9,2 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) < 24 \cdot 0,8 = 19,2 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{9,2}{19,2} = 0,48$$

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,48 = 181,2 > \lambda_x = 146,5$$

2.4.4. Конструювання і розрахунок вузлів ферми

(5,6). Стержень 5 має $N = 0$, тому зварні шви призначаються конструктивно— $k_f = 4$ мм, $l_w^o = l_w^{\Pi} = 40$ мм. Стержень 6 із зусиллям $N = -231$ кН. Беремо катет шва $k_f^o = 11$ мм, $k_f^{\Pi} = 9$ мм. Тоді:

$$l_w^o = \frac{0,7 \cdot 231}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,1 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 6(\text{см})$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0,3 \cdot 231}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 4(\text{см})$$

(7,8). Різниця зусиль у поясах складає $308 - 231 = 77,0$ при $k_f^o = 10$ мм, $k_f^{\Pi} = 8$ мм Тоді:

$$l_w^o = \frac{0,7 \cdot 77,0}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 3(\text{см})$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0,3 \cdot 77,0}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 2(\text{см})$$

(1,2). Різниця перерізів, тому для стержнів 1 і 2 рахуємо окремо:

Стержень 1,4 $N = 134,7$ кН, при $k_f^o = 5$ мм, $k_f^{\Pi} = 4$ мм

$$l_w^o = \frac{0,7 \cdot 134,7}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 7(\text{см})$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0,3 \cdot 134,7}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 4(\text{см})$$

Стержень 2,3 $N = 288,7$ кН, при $k_f^o = 8$ мм, $k_f^{\Pi} = 6$ мм

$$l_w^o = \frac{0,7 \cdot 288,7}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 9(\text{см})$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0,3 \cdot 288,7}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 6(\text{см})$$

Стояки (13,14,15,16,17). Зварні шви призначаємо конструктивно при $k_f = 4$ мм, $l_w^o = l_w^{\Pi} = 40$ мм.

Розкоси (18,25). Мають зусилля $N = -195,4$ кН при $k_f = 9$ мм

$$l_w^o = \frac{0,7 \cdot 195,4}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 6(\text{см})$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0.3 \cdot 275.48}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.9 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 3(\text{см})$$

Розкоси (19,24). Мають зусилля $N=139,6$ кН при $k_f^o=5$ мм, $k_f^{\Pi}=4$ мм

$$l_w^Q = \frac{0.7 \cdot 139,6}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 7(\text{см})$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0.3 \cdot 139,6}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.4 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 5(\text{см})$$

Розкоси (20,23). Мають зусилля $N=83,73$ кН при $k_f^o=8$ мм, $k_f^{\Pi}=6$ мм

$$l_w^Q = \frac{0.7 \cdot 83,73}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.8 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 4(\text{см})$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0.3 \cdot 83,73}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 3(\text{см})$$

Розкоси (21,22). Зварні шви призначаємо конструктивно при $k_f=4$ мм,

$$l_w^Q = l_w^{\Pi} = 40 \text{ мм}$$

Опорний вузол

Розрахувати вузол шарнірного обпирання ферми з парних кутиків на сталеву колону зверху. Вертикальна реакція ферми дорівнює 164,88 кН. Товщина вузлових фасонки $t_{\Phi}=10$ мм. Матеріал елементів – сталь С245 ($R_y = 24$ кН/см², $R_p = 36$ кН/см²). Коефіцієнт умов роботи опорного фланця $\gamma_c = 1,1$.

Ферма має висхідний опорний розкіс, що визначає передачу опорної реакції в рівні нижнього пояса через опорний фланець, який приварюється перпендикулярно до опорної фасонки і для чіткості передачі реакції виступає нижче фасонки на 10 – 20 мм, але не більше ніж $1.5t_{\Delta}$. Торцева поверхня опорного фланця фрезерується і вільно розташовується на строганій поверхні опорної плити оголовка колони.

Кріплення опорного фланця здійснюється до надколонника з прокатного двотавра, номер якого залежить від розмірів перерізу колони і прив'язки її до координатної осі будівлі. Фланець кріпиться до надколонника шістьма монтажними болтами, діаметр яких у випадку шарнірного обпирання ферми призначається конструктивно, звичайно 20 мм. У рівні верхнього пояса кріплення здійснюється двома монтажними болтами до фасонки, яка приварена до надколонника. До цього вузла примикають

елементи ферми з нульовими зусиллями, тому розміри всіх деталей вузла призначаються конструктивно.

З умови роботи торця шарнірного фланця на зминання площа його поверхні має бути не менше ніж

Кріплення опорного фланця здійснюється до опорного стояка з прокатного двотавра шістьма монтажними болтами діаметром 20 мм. У рівні верхнього пояса – 2 монтажні болти діаметром 20 мм.

Беремо опорний стояк, у якого $b_f \geq 150 \text{ мм}$

1. розміри опорних фасонки нижніх опорних вузлів приймаємо з умови розміщення швів, що прикріплюють пояс та опорний розкіс, $t_f = 10 \text{ мм}$.

2.3 умови роботи торця опорного фланця на зминання площа його поверхні зминання повинна бути не меншою як:

$$t_A \geq t_{\text{ш}} = 10 \text{ мм}$$

З умови розміщення болтів з отворами $d_o = 22 \text{ мм}$,

Розміри b_A і t_A мають відповідати конкретним вимогам:

$$t_A \geq t_{\text{ш}} = 10 \text{ мм}; b_A \geq 6d + t_{\text{ш}} = 6 \cdot 22 + 10 = 142 \text{ мм};$$

і вимогам забезпечення місцевої стійкості фланця:

$$\frac{b_A}{t_A} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \sqrt{\frac{2,05 \cdot 10^5}{240}} = 29,2$$

Візьмемо $b_A = 150 \text{ мм}$, $t_A = 10 \text{ мм}$. У цьому випадку площа торця фланця $15 \cdot 1,0 = 15 \text{ см}^2$ перевищує потрібне значення ($5,5 \text{ см}^2$), а

співвідношення $\frac{b}{t} = \frac{15}{1,0} = 15 < 29,2$. Усі конструктивні умови також витримані.

Довжина фланця l_A призначається за умови розміщення двобічних кутових швів ($k_f = 10k_f = 10 \text{ мм}$, $\beta_f = 0,9$, $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$).

$$l_A \geq l_w = \frac{V}{2\beta_f k_f R_{wf}} + 1 = \frac{164,88}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 18} + 1 = 8,5 \text{ см}$$

і пов'язується з відповідним розміром опорної фасонки ферми.

Розміри фасонки Б для кріплення елемента верхнього пояса призначають конструктивно, причому розмір b_A має забезпечувати напуск

фасонки ферми не менш ніж на $3d = 3 \cdot 22 = 66 \text{ мм}$. Товщина $t_B \geq t_{\text{д}}$, а довжина l_B обирається з урахуванням розміщення монтажних болтів і довжини фасонки верхнього пояса.

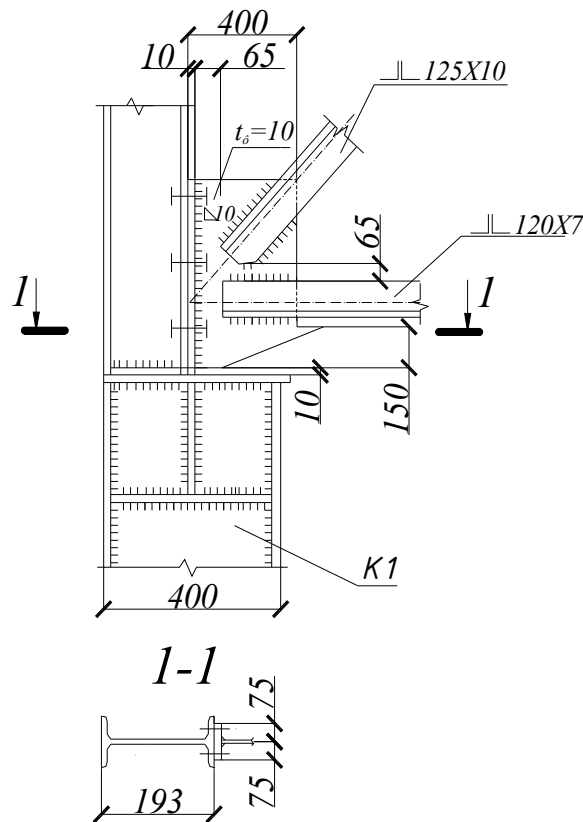


Рис. 2.10. Опорний вузол сталевої ферми покриття

Монтажний вузол **верхнього пояса ферми** з парних кутиків на розрізній фасонці при таких вихідних даних верхній пояс запроектований з $2\angle 125 \times 10$ ($N = -308$ кН), товщина напівфасонок $t_{\text{д}} = 10$ мм, сталь С 245 ($R_y = 24$ кН/см², $R_{wf} = 18$ кН/см²).

Монтажний стик перекривається трьома горизонтальними накладками по полиці та двома вертикальними по стінці. Сумарна площа всіх накладок має бути не менше

$$\sum A_n \geq \frac{1,2 \cdot 308}{24 \cdot 1} = 22,35 (\text{см}^2)$$

Візьмемо верхню горизонтальну накладку з листа 300x10 мм, дві нижні (під полкою) – по 100x10мм і дві вертикальні – по 110x10мм. Сумарна площа накладок: $30 \cdot 1,0 + 2 \cdot 10 \cdot 1,0 + 2 \cdot 11 \cdot 1,0 = 72 \text{ см}^2 > 68,84 \text{ см}^2$.

Необхідну кількість високоміцних болтів розраховуємо виходячи з несучої здатності кожної групи накладок.

Несуча здатність поясних накладок $(30 \cdot 1,0 + 2 \cdot 10 \cdot 1,0) \cdot 25 = 1250$ кН, а вертикальних накладок $2 \cdot 11 \cdot 1,0 \cdot 25 = 550$ кН.

Розрахункове зусилля, що сприймається одним болтом діаметром 24 мм при коефіцієнті умов роботи з'єднання 0,9 (попередньо вважаємо, що кількість болтів менше 10) і при двох площинах тертя дорівнює:

$$Q_{bh} = 77 \cdot 0,9 \cdot 3,52 \cdot \frac{0,35}{1,06} \cdot 2 = 161,1 \text{ (кН)}$$

Тоді необхідна кількість болтів з кожного боку від стику для горизонтальних накладок: $\frac{1250}{161,1} = 7,76 \rightarrow 8$ болтів,

для вертикальних накладок: $\frac{550}{161,1} = 3,41 \rightarrow 4$ болта.

Розміщуємо розрахункову кількість болтів по довжині накладок – два ряди болтів по полицям. При зазорі між кутиками 20 мм мінімальна довжина дорівнює:

Беремо довжини всіх планок – 600 мм.

Нижній пояс запроектований з L 100x7 ($N = 288,7$ кН), сталь С245 ($R_y = 25$ кН/см²), матеріал болтів 40Х „селект” ($R_{bh} = 77$ кН/см²), діаметр болтів 20 мм ($A_{bh} = 2,45$ см²), коефіцієнти тертя $\mu = 0,35$, $\gamma_h = 1,06$.

Монтажний стик перекривається трьома горизонтальними накладками по полиці та двома вертикальними по стінці. Сумарна площа всіх накладок має бути не менше

$$\sum A_n \geq \frac{1,2 \cdot 288,7}{24 \cdot 1} = 20,96 \text{ (см}^2\text{)}$$

Візьмемо верхню горизонтальну накладку з листа 120×6 мм, дві нижні (під полкою) – по 50×6мм і дві вертикальні – по 50×6мм. Сумарна площа накладок: $12 \cdot 1,0 + 2 \cdot 5 \cdot 0,6 + 2 \cdot 5 \cdot 0,6 = 24$ см² > 20,96 см².

Необхідну кількість високоміцних болтів розраховуємо виходячи з несучої здатності кожної групи накладок.

Несуча здатність поясних накладок $(12 \cdot 0,6 + 2 \cdot 5 \cdot 0,6) \cdot 25 = 330$ кН, а вертикальних накладок $2 \cdot 5 \cdot 0,6 \cdot 25 = 150$ кН.

Розрахункове зусилля, що сприймається одним болтом діаметром 20мм при коефіцієнті умов роботи з'єднання 0,9 (попередньо вважаємо, що кількість болтів менше 10) і при двох площинах тертя дорівнює:

$$Q_{\text{бн}} = 77 \cdot 0,9 \cdot 2,45 \cdot \frac{0,35}{1,06} \cdot 2 = 112,12 \text{ (кН)}$$

Тоді необхідна кількість болтів з кожного боку від стику для горизонтальних накладок:

$$\frac{330}{112,12} = 2,94 \rightarrow 4 \text{ болта}$$

$$\text{для вертикальних накладок: } \frac{150}{112,12} = 1,34 \rightarrow 4 \text{ болта.}$$

Розміщуємо розрахункову кількість болтів по довжині накладок – два ряди болтів по полицям. При зазорі між таврами 20 мм мінімальна довжина дорівнює:

мм.

Беремо довжини всіх планок – 80 мм.

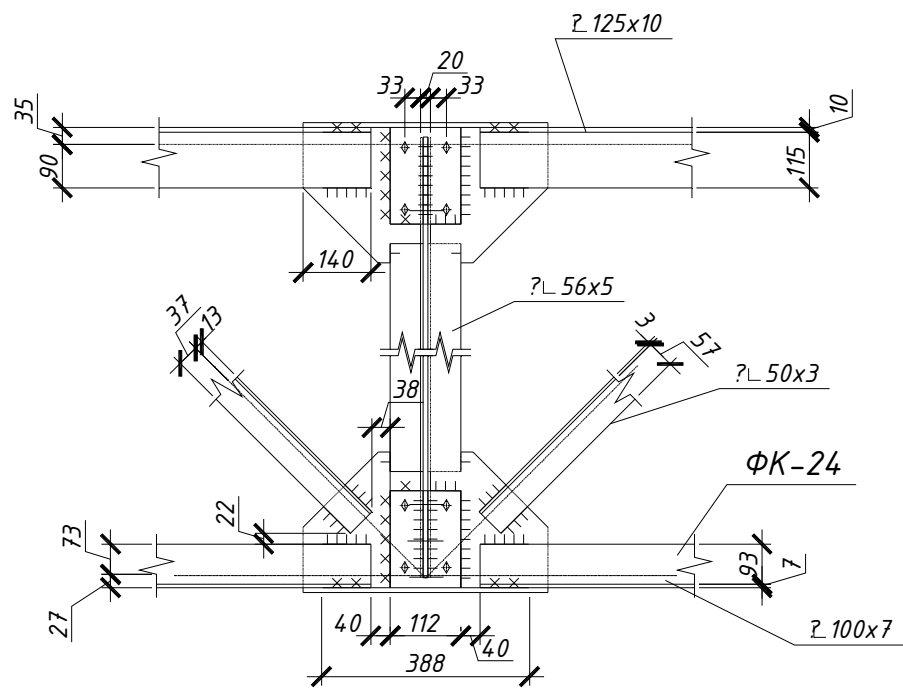


Рис. 2.11. Середній нижній вузол сталеві ферми покриття

Таблиця 2.7

Розрахунок в'язей

Марка	$l, \text{см}$	λ	I_{cal}	Переріз	i_y
P1	600	200	3,0	89×4	3,01
P2	600	200	3,0	89×4	3,01
P3	850	200	4,25	127 × 4	4,35
BB1(1)	580	200	2,9	89×4	3,01
BB1(2)	220	200	1,1	50 × 3	1,67
BB1(3)	430	200	2,15	70×3	2,37
T-1	680	200	3,4	102×4	3,47
T-2	1250	400	3,12	95×4	3,22
T-3	1250	400	3,12	95×4	3,22
Π	580	400	1,45	50 × 3	1,67

3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1. Збір вихідних даних

Навантаження на рівні верхнього обрізу фундаменту: $N=494$ кН.

Визначаємо розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунту [19]:

- ІГЕ-1 рослинний шар

$$\gamma = \rho \cdot g = 1,65 \cdot 9,81 = 16,19 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \right)$$

- ІГЕ-2 глинистий шар

$$\gamma = \rho \cdot g = 1,89 \cdot 9,81 = 18,54 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \right)$$

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,71 \cdot 9,81 = 26,59 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \right)$$

Визначаємо вид глинистого ґрунту

$$I_P = W_L - W_P = 0,29 - 0,14 = 0,15$$

Відповідно до норм, глинистий ґрунт при $0,07 < I_P < 0,17$ являється суглинком.

Визначаємо стан глинистого ґрунту

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{0,20 - 0,14}{0,29 - 0,14} = 0,4$$

Визначаємо коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,71}{1,89} \cdot (1 + 0,2) - 1 = 0,72$$

Нормативні значення питомого зчеплення та кута внутрішнього тертя

$$c_n = 24 \text{ кПа}; \varphi_n = 21^\circ$$

Нормативне значення модуля деформації

$$E = 15 \text{ МПа}$$

Визначаємо ступінь вологості ґрунту ($\rho_w = \frac{1 \text{ т}}{\text{м}^3}$ – питома вага води)

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,20 \cdot 2,71}{0,72 \cdot 1} = 0,753$$

Визначаємо питому вагу із врахуванням виштовхуючої сили($\gamma_w = \frac{10 \text{ кН}}{\text{м}^3}$)

$$\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,59 - 10}{1 + 0,72} = 9,65 \left(\frac{10 \text{ кН}}{\text{м}^3} \right)$$

Розрахунковий опір $R_o = 210 \text{ кПа}$

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

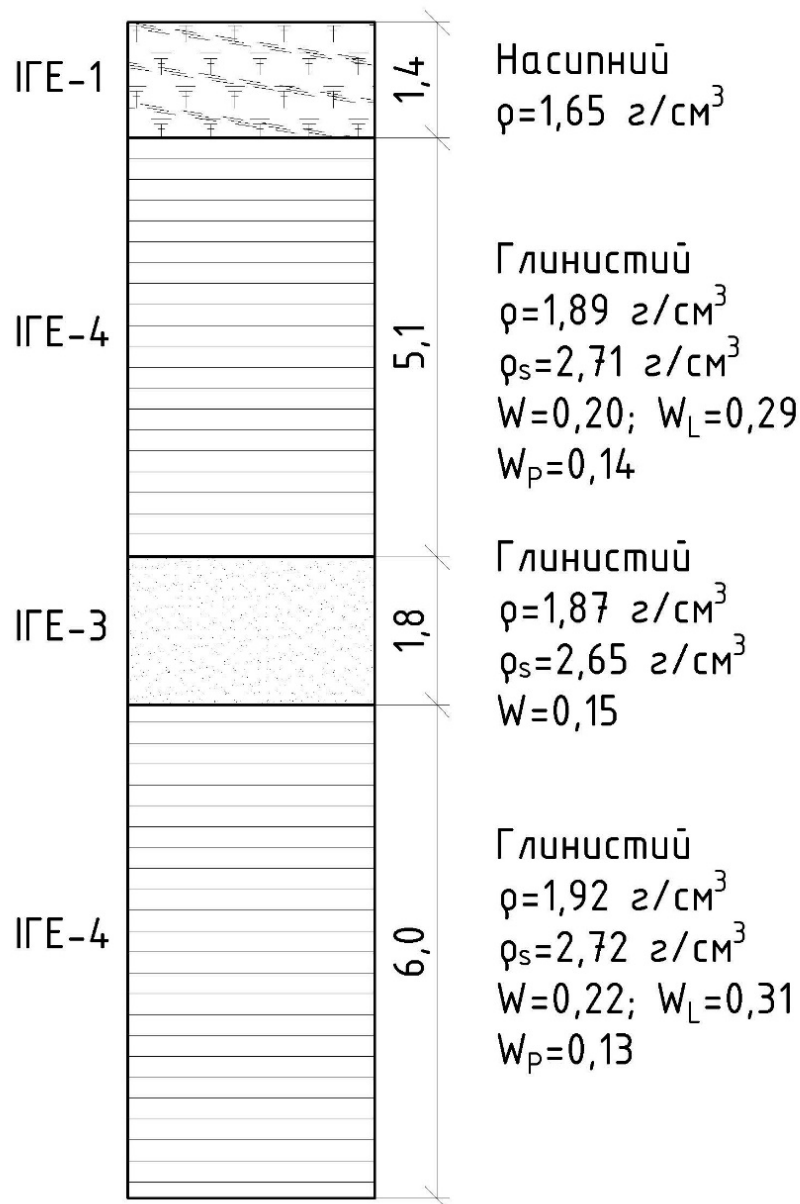


Рис. 3.1. Інженерно-геологічний розріз майданчика забудови

Підготовка даних для проєктування основ та фундаментів

№ шару	Загальний опис ґрунту	Потужність (товщина) шару, м	Щільність ґрунту, г/см ³		Вологість ґрунту, дол. од.		
			ρ	ρ_s	природна, W	на межі	
						текучості, W _L	розкочування, W _p
1	Насипний	1,4	1,65	-	-	-	-
2	Глинистий	5,1	1,89	2,71	0,20	0,29	0,14
3	Пісок дрібний	1,8	1,87	2,65	0,15		
4	Глинистий	6,0	1,92	2,72	0,22	0,31	0,13

Ґрунтові води знаходяться на глибині 7,0м від поверхні майданчика.

Результати розрахунків зводимо в таблицю 4.2.

2. Визначення мінімальної глибини закладання підосви фундаменту

1. За умовами геологічної будови будівельного майданчика.

2. За кліматичними умовами.

Нормативна глибина промерзання для м. Тараща (з урахуванням примітки):

$$d_{fn} = 1,2 \cdot 1,1 = 1,32 \text{ м}$$

При конструкції підлоги по ґрунту і температурі повітря в приміщеннях 15°C, маємо врахувати тепловий потік в межах контуру будівлі на ґрунтову основу, K_h=0,8.

Нормативні значення фізико-механічних показників ґрунтів будівельного майданчика

№ шару	Повне найменування ґрунту	Глибина залягання підшару, м	Щільність ґрунту, кН/м ³		Питома вага ґрунту, кН/м ³		Природна вологість, W	Межі		Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Коефіцієнт пористості, e	Суперв'язкість, S_r	Питоме зчеплення, c_u , кПа	Кут внутрішнього тертя, ϕ_{int}	Модуль деформації, E , МПа	Розрахунковий опір, R_o , МПа	Питома вага ґрунту у виваженому стані, кН/м ³ , γ_{sd}
			ρ	ρ_s часток	γ	γ_s часток		w_L текучості	w_p розкочування									
1	Насипний	1,4	1,65	-	16,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок тугопластичний	5,1	1,89	2,71	18,54	26,59	0,20	0,29	0,14	0,15	0,4	0,72	0,75	24	21	15	210	-
3	Пісок дрібний середньої щільності	1,8	1,87	2,65	18,34	26,0	0,15	-	-	-	-	0,63	0,63	2	32	28	300	9,816
																	200	
4	Глина м'якопластична	6,0	1,92	2,72	18,84	26,68	0,22	0,31	0,13	0,18	0,5	0,73	0,82	42	14	15	500	9,64

Зисновки:

1. В геологічній будові майданчика на глибину 14,3 м приймають участь насипний ґрунт, пісок середньої крупності середньої щільності та м'якопластичні глини і суглинки.
2. Ґрунтові води залягають на глибині 7,0 м від поверхні.
3. Дрібний пісок та м'якопластичні глини і суглинки можна використовувати в якості основи будівлі. Вони характеризуються як середньостисливі (модуль деформації для яких більше $E = 5$ МПа)

Таблица 3.2.

3. За конструктивними особливостями.

де h_m – позначка верхнього обрізу фундаменту, приймаємо $h_m = 0,15$

a_m – товщина бетонного шару підливки під колону, $a_m = 0,05$

h_0 – мінімальна висота фундаменту, $h_0 = 0,2$

Враховуючи отримані дані, вибираємо найбільшу з розрахованих величин, остаточно приймаємо глибину закладання підшви фундаменту на глибині $d = 1,6$ м від поверхні.

3.2. Визначення розмірів підшви фундаменту

Вихідні дані: глибина закладання фундаменту: $d = 1,6$ м; навантаження на верхньому обрізі фундаменту для розрахунків за другим граничним станом $N^{\text{II}} = 494$ кН.

Несучим шаром основи є суглинок тугопластичний ПЕ-2 з розрахунковими характеристиками: $\gamma_{\text{II}} = 18,54$ кН/м³, $c_{\text{II}} = 2$ кПа, $\phi_{\text{II}} = 32$ град та табличним опром $R_o = 300$ кПа. Для рослинного ґрунту, що залягає вище $\gamma_I = 16,19$ кН/м³.

Визначаємо попередню ширину фундаменту ($R = R_o$):

Уточнюємо величину розрахункового опору:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \left(M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{\text{II}}^I + (M_q \cdot 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{\text{II}}^I + M_c \cdot c_{\text{II}} \right), \text{ де:}$$

- γ - коефіцієнти умовної роботи ґрунтової основи та роботи будівлі у взаємодії з основою (табл. 3.11).

- $k = 1,1$ та $k_z = 1$ – коефіцієнт, який приймається в залежності від методу визначення розрахункових характеристик ґрунту.

- коефіцієнти, які залежать від розрахункового значення кут внутрішнього тертя (табл. 3.12).

- $b = 1,36$ м – ширина підшви фундаменту.

- $\gamma_{\text{II}} = 17,95$ кН/м³ - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту

- γ_{II} - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який лежить вище відмітки підшови фундаменту:

де γ_{II} , h_i - розрахункове значення питомої ваги та потужність окремих шарів ґрунту від рівня планування до підшови фундаменту;

$$\sum h_i = d$$

- $d = 1,6$ – глибина закладення фундаменту безпідвальних споруд від рівня планування до низу фундаменту.

— глибина підвалу.

- $c_{II} = 2$ кПа – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає під підшовою фундаменту.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,05}{1,1} \cdot (1,34 + 1 \cdot 1,36 \cdot 18,54 + 6,34 + 1,6 \cdot 18,0 + (6,34 - 1) \cdot 0 \cdot 18,0 + 8,55 \cdot 2) = 267,4 \text{ кПа}$$

Уточнюємо величину ширини фундаменту при $R = 267,4$ кПа:

Проводимо подальше уточнення:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,05}{1,1} \cdot (1,34 + 1 \cdot 1,45 \cdot 18,54 + 6,34 + 1,6 \cdot 18,0 + (6,34 - 1) \cdot 0 \cdot 18,0 + 8,55 \cdot 2) = 270,0 \text{ кПа}$$

Уточнюємо величину ширини фундаменту при $R = 270,0$ кПа:

Величина b_3 відносно b_2 змінилась:

Так, як зміна розрахункових параметрів не перевищує 5%, то подальшого уточнення b і R не проводимо. Приймаємо фундамент з розмірами у плані 1,5х1,5м.

4. Визначення ексцентриситету

$$e = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{27,6}{494} = 0,056 \text{ м}$$

Знаходимо $b/30$:

Оскільки , то приймаємо $k_e = 1$.

Приймаємо ширину підшови фундаменту кратною 100мм. Для квадратного фундаменту $b=1500$ мм. та конструюємо його. Висота повинна бути кратною 0,1м. В даному випадку приймаємо висоту фундаменту 1,2м.

5. Перевірка напруження під підшовою фундаменту [19]

Вага фундаменту та ґрунту на його обрізах (при усередненій питомій вазі фундаменту і ґрунту $\gamma_0 = \frac{20 \text{ кН}}{\text{м}^3}$)

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N^H}{A} \leq R$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum N^H}{A} + \frac{\sum M^H}{W} \leq 1,2R$$

$$\sigma_{max}^{min} = \frac{\sum N^H}{A} \pm \frac{\sum M^H}{W}$$

$$\sigma_{mt} = \frac{566}{2,25} = 251,6 \text{ кПа} < R = 270,0 \text{ кПа}$$

Таким чином, умови виконуються-розміри фундаменту підібрані вірно.

6. Визначення осідання фундаменту [19]

Складаємо розрахункову схему для визначення осадок і розбиваємо товщу ґрунтів, починаючи від підшови фундаменту на 18 елементарних шарів, товщиною товщиною .

Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту в характерних точках:

- на підшві першого шару: $\sigma_{zg,1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16,19 \cdot 1,4 = 22,7 \text{ кПа}$

- на рівні підшови фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 22,7 + 18,54 \cdot 0,2 = 26,4 \text{ кПа}$$

- на підшві другого шару:

$$\sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 22,7 + 18,54 \cdot 5,1 = 117,3 \text{ кПа}$$

- на підшві третього шару

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 117,3 + 18,34 \cdot 1,8 = 150,3 \text{ кПа}$$

- на підшві четвертого шару

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_4 \cdot h_4 = 150,3 + 18,84 \cdot 6 = 263,3 \text{ кПа}$$

Визначаємо додатковий тиск на основу:

Визначаємо додатковий тиск на границі кожного елементарного шару від підшови фундаменту до нижньої границі стисливої зони (точки, в якій виконується умова $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$

Визначаємо додатковий тиск на основу в кожній точці: $\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot \sigma_{zp,0}$

Визначаємо деформацію кожного шару :

Дані заносимо в таблицю

$$\sigma_{zp0} = \sigma_{mit} - \sigma_{zg0} = 270 - 26.4 = 243,6 \text{ кПа}$$

Осідання не перевищує допустимі за нормами

$$\sum S_i = 1.59 \text{ см} < S_u = 12 \text{ см}$$

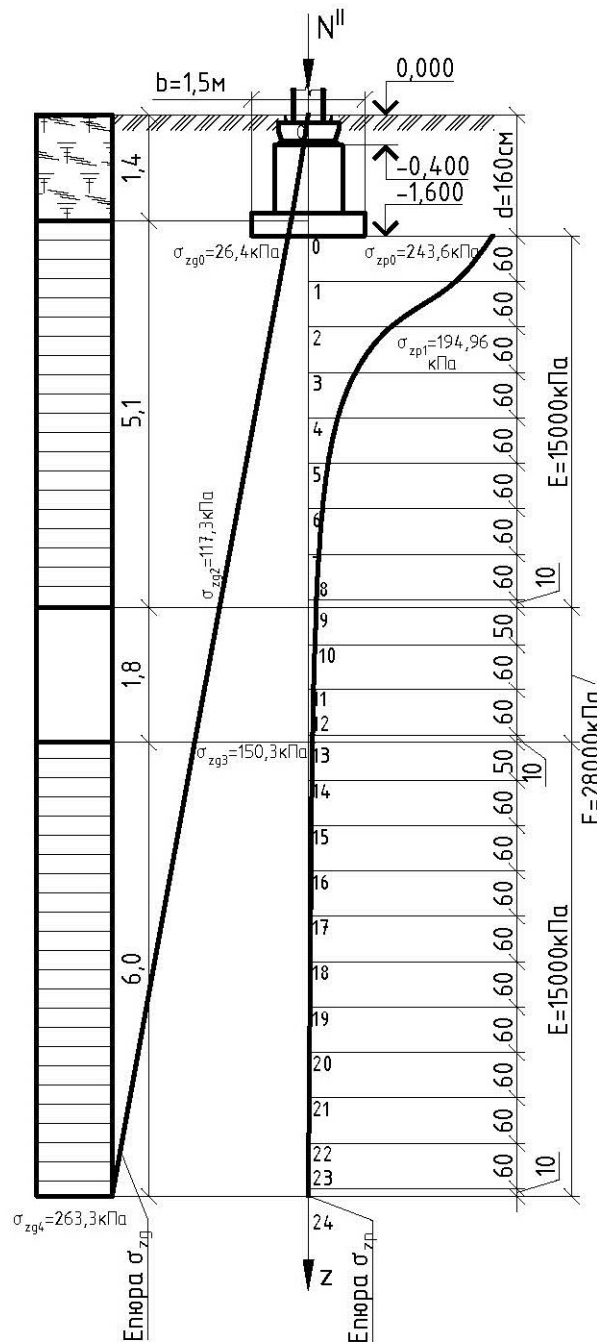


Рис. 3.2. Розрахункова схема осідання фундаменту

4. ОРГАНІЗАЦІЯ І ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Відповідно до завдання маємо наступні вихідні дані для проєктування цеху із виробництва продукції машинобудівної галузі. Задля раціонального розрахунку заходів щодо улаштування та монтажу відповідних елементів будівлі цеху використовуємо ДБН [21] та навчальні посібники [22, 23 та ін.].

Таблиця 4.1.

Н, м	l_1/l_2 , м	n, шт	B_1 , м	m_1 , шт	B_2 , м	m_2 , шт	Q, т	ФП	БП
11.8	6	30	18	3	18	2	10	-	+

Розбиваємо будівельний майданчик на дві захватки (рис. 4.1).

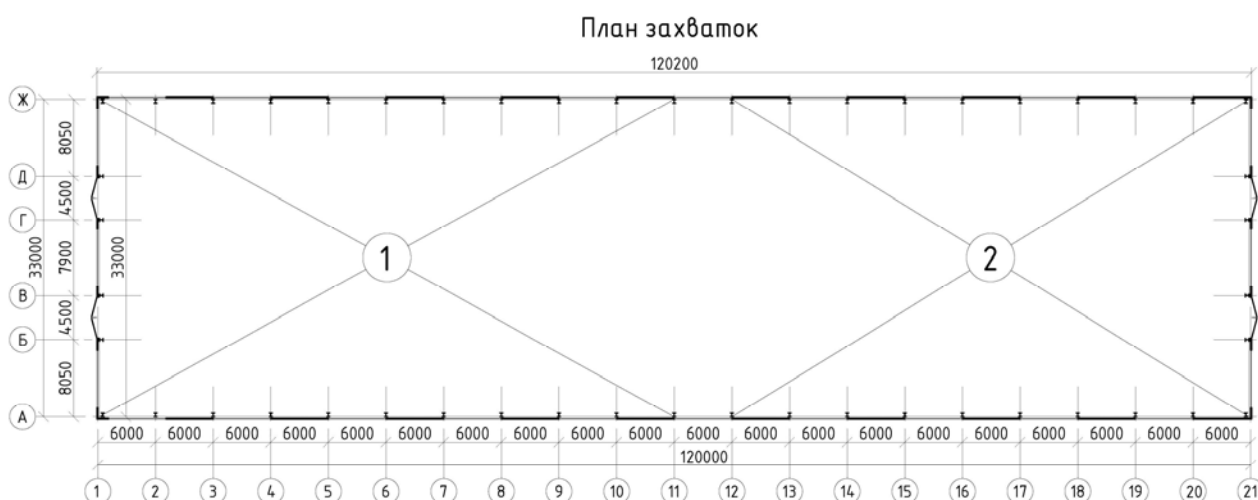


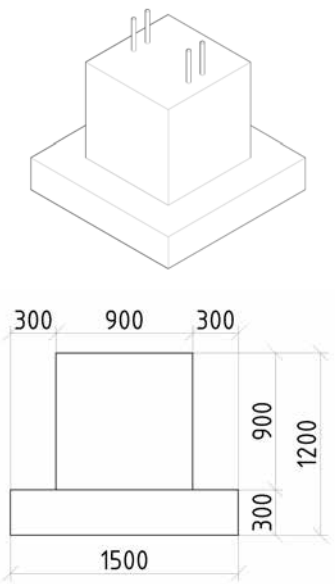
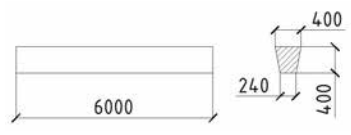
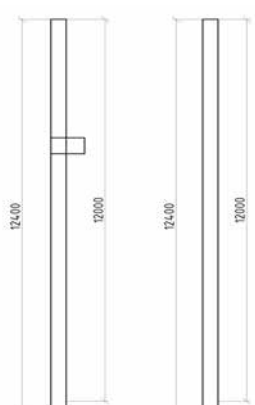
Рис. 4.1. План захваток

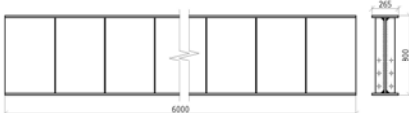
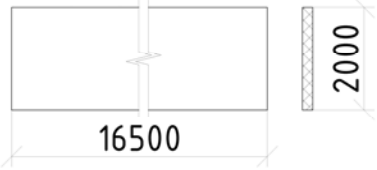
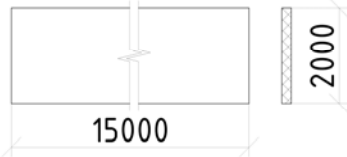
4.1. Характеристика монтажних елементів

Підрахувавши за кресленнями будівлі кількість монтажних елементів за марками та визначивши їх масу за довідником, альбомами збірних уніфікованих елементів, складаємо таблицю переліку збірних конструкцій для різних ділянок будівельного майданчика.

Таблиця 4.2

Відомість монтажних елементів цеху

Елемент	Марка	Ескіз	Кількість на ділянках		Маса, т
			1	2	
1	2	3	4	5	6
1. Фундаментні блоки	Ф-1		26	24	3,5
- під крайні та фахверкові колони					
2. Фундаментні балки	ФБ-1		25	22	1,18
3. Колони:					
- крайні	К-1		22	20	1,3
- фахверкові	К-2		4	4	1,2

4. Підкранові балки	ПБ-1		20	20	1,2
5. Кроквяні ферми	ФС-33		11	10	3,9
6. Покрівельні сендвіч- панелі	ПНС-3		66	60	1,65
7. Стінові сендвіч- панелі	ПСЛ20-1		80	74	1,1

4.2. Визначення нормативного строку будівництва

Нормативну тривалість будівництва визначається залежно від площі будівлі згідно ДБН А.3.1–5:2016 [21]. Якщо фактична площа будівлі відрізняється на 25% і більше від наведених у нормах, нормативну тривалість будівництва обчислюють методом інтерполяції або екстраполяції згідно з вказівками цього нормативного документу.

Оскільки при виконанні дипломного проекту не враховується багато будівельно-монтажних робіт, запланована тривалість зведення об'єкту приймається на 15-20% меншою від нормативної. Тому необхідно виконати перерахунок показників, зазначених у нормах.

Запланована тривалість зведення об'єкту становить $0,85 \times 19 = 16$ місяців або 352 днів (з розрахунку, що в одному місяці 22 робочих дні).

4.3. Визначення об'ємів елементів земляних робіт

Для того, щоб визначити об'єми земляних робіт, уточнюємо розміри фундаментів та перерізи траншей. Схема фундаменту та траншеї наведені на рис. 4.2 і рис. 4.3.

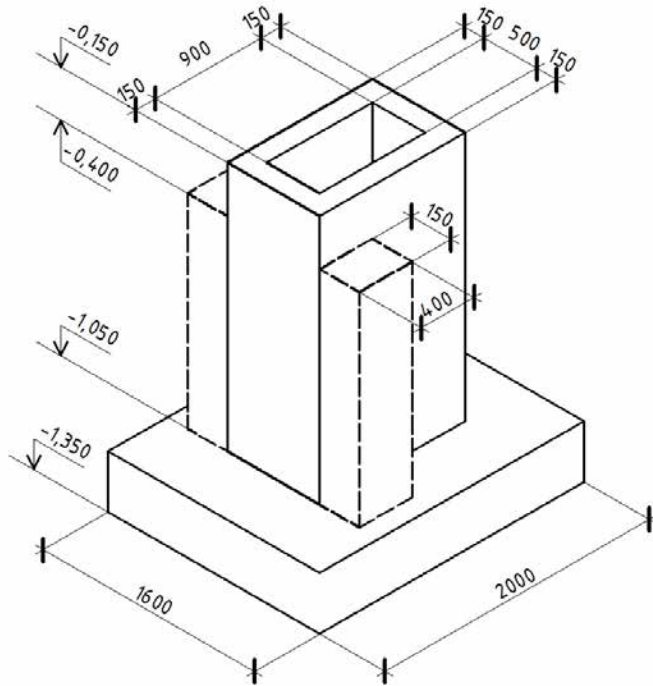


Рис. 4.2. Розміри фундаменту

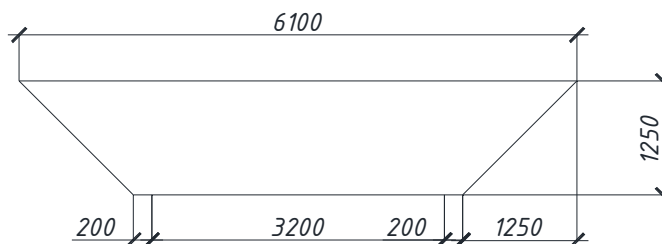
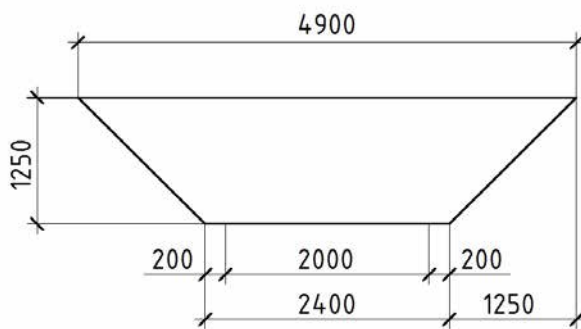


Рис. 4.3. Переріз траншеї

> Об'єм крайніх:

$$V_{\phi\kappa} = 1,6 \cdot 2,0 \cdot 0,3 + 0,3 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 2 + 1,2 \cdot 0,8 \cdot 0,9 - 0,8 \cdot 0,4 \cdot 0,9 = 1,692$$

> Об'єм середніх:

$$V_{\phi c} = 1,6 \cdot 2,0 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 0,8 \cdot 0,9 - 0,8 \cdot 0,4 \cdot 0,9 = 1,536 \text{ м}^3$$

> Об'єм на температурному шві:

$$V_{\phi m} = V_{\phi} \cdot 1,6 = 1,536 \cdot 1,6 = 2,458 \text{ м}^3$$

> Об'єм погонного метру траншеї(Осі:А, Г, Є, Й, П, Т, Х):

$$V_m = \frac{4,9 + 2,4}{2} \cdot 1,25 = 4,563 \text{ м}^3 / \text{м}$$

> Об'єм погонного метру траншеї (вісь М):
(6,1+3,6)×1,25/2=6,06 м3/м-пог

4.4. Визначення обсягу будівельних робіт

Визначивши кількість монтажних елементів та корисні площі та об'єми ділянок будівельного майданчика, складаємо таблицю обсягів та вартості визначених будівельних робіт у відповідності до [21–23].

Таблиця 4.3

№	Найменування робіт та формула розрахунку	Одиниця виміру	Кількість
1	Підготовчі роботи	дн.	66
2	Розробка ґрунту екскаватором із навантаженням на автотранспорт на ділянці 1(4)	1000 м ³	0,118(0,108)
3	Те саме на ділянці 2(3)	1000 м ³	0,128(0,118)
4	Розробка ґрунту екскаватором у відвал на ділянці 1 $90 \times 4 \times 4,563 + 72 \times 4,563 - 0,1178(0,1080)$	1000 м ³	1,882(1,892)
5	Те саме на ділянці 2 $90 \times 3 \times 4,563 + 54 \times 4,563 + 90 \times 6,06 - 0,1283(0,1184)$	1000 м ³	1,925(1,935)
6	Доробка ґрунту вручну на ділянці 1(4) $1,8 \times 2,2 \times 0,1 \times 68 + 3,5 \times 2,2 \times 0,1 \times 4(0)$	100 м ³	0,3(0,26)
7	Те саме на ділянці 2(3) $1,8 \times 2,2 \times 0,1 \times 51 + 3,5 \times 2,2 \times 0,1 \times 19(15)$	100 м ³	0,35(0,32)
8	Влаштування монолітних фундаментів на ділянці 1(4) $1,536 \times 45 + 1,692 \times 23 + 2,458 \times 4(0)$	100 м ³	1,178(1,08)
9	Те саме на ділянці 2 $1,536 \times 30 + 1,692 \times 21 + 2,458 \times 19(15)$	100 м ³	1,283(1,184)
10	Влаштування сан-тех. введів $126 \times 180 \times 11,8 \times 0,26 \times 0,1$	грн.	6958,224
11	Влаштування електро-тех. введів $126 \times 180 \times 11,8 \times 0,29 \times 0,08$	грн.	6208,87
12	Зворотна засипка ґрунту на ділянці 1(4) $2,01 - 0,118(0,108)$	1000 м ³	1,882(1,892)
13	Те саме на ділянці 2(3) $2,053 - 0,128(0,118)$	1000 м ³	1,925(1,935)
14	Влаштування бетонної основи під підлогу t=300 мм $90 \times 72 \times 0,3$	100 м ³	19,44
15	Те саме, на ділянці 2	100 м ³	14,58
16	Монтаж збірних залізобетонних фундаментних балок на ділянці 1	100шт.	0,27
17	Те саме, на ділянці 2	100шт.	0,24
18	Монтаж колон вагою до 9.0 т на ділянці 1(4)	100шт.	0,38(0.40)
19	Те саме, вагою до 15.0 т	100шт.	0,45(0.48)

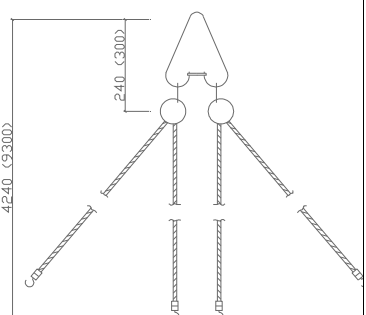
20	Монтаж колон вагою до 9.0 т на ділянці 2(3)	100шт.	0,36(0.38)
21	Те саме, вагою до 15.0 т	100шт.	0,30(0.32)
22	Монтаж підкранових балок вагою до 5 т на ділянці 1	100шт.	1,2
23	Те саме, на ділянці 2	100шт.	0,9
24	Монтаж кроквяних ферм прольотом 18м на ділянці 1	100шт.	0,64
25	Те саме, на ділянці 2	100шт.	0,48
26	Монтаж плит покриття площею до 18м ² на ділянці 1	100шт.	3,6
27	Те саме, на ділянці 2	100шт.	2,7
28	Монтаж стінових панелей площею до 15м ² на ділянці 1	100шт.	2,03
29	Те саме, на ділянці 2	100шт.	1,74
30	Монтаж металевих віконних рам на ділянці 1 3,6×6×13×2	100 м ²	5,61
31	Те саме, на ділянці 2 3,6×6×13×2	100 м ²	5,61
32	Скління віконних рам на ділянці 1	100 м ²	5,61
33	Те саме, на ділянці 2	100 м ²	5,61
34	Підготовка поверхні ЗБ конструкцій під фарбування на ділянці 1 203×6×1,2+90×72	100 м ²	21,096
35	Те саме, на ділянці 2 174×6×1,2+90×54	100 м ²	17,388
36	Внутрішнє вапняне фарбування стін, стель і колон на ділянці 1	100 м ²	21,096
37	Те саме, на ділянці 2	100 м ²	17,388
38	Внутрішнє олійне фарбування цокольної панелі стін на ділянці 1 90×1,8+72×1,8	100 м ²	2,916
39	Те саме, на ділянці 2 90×1,8+54×1,8	100 м ²	2,592
40	Зовнішнє фарбування фасаду силікатними сумішами на ділянці 1	100 м ²	14,616
41	Те саме, на ділянці 2	100 м ²	12,528
42	Зовнішнє облицювання цокольної панелі стін на ділянці 1	100 м ²	2,916
43	Те саме, на ділянці 2	100 м ²	2,592
44	Улаштування цементної підлоги t=20мм на ділянці 1 90×72	100 м ²	64,8
45	Те саме, на ділянці 2	100 м ²	48,6
46	Улаштування вимощення b=1000мм на ділянці 1 1× (90+1) ×1+72×1	100 м ²	1,63

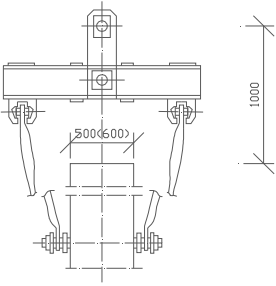
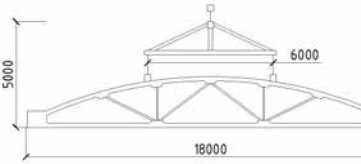
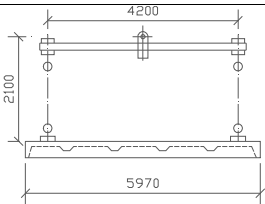
47	Те саме, на ділянці 2 1×90×1+54×1	100 м ²	1,44
48	Монтаж технологічного устаткування 126×180×11,8×0,84×0,9	грн.	202323.744
49	Внутрішні електротехнічні роботи 126×180×11,8×0,29×0,92	грн.	71402,08
50	Внутрішні сан-тех. роботи 126×180×11,8×0,26×0,9	грн.	62624,016
51	Пусконаладжувальні роботи 126×180×11,8×0,84×0,1	грн.	22480,416
52	Здавання об'єкта	дн.	10

4.5. Вибір монтажних захватних засобів

Монтажні захватні засоби для піднімання конструкцій вибираємо для окремих конструкцій за відповідними довідниками [22, 23 та ін.].

Таблиця 4.4.

№	Характеристика	Принципова схема	Маса , т.	Висота над констр ук- цією, м.	Необхід на кількіст ь, шт.
1.	2 Стропи чотирьохгілкові для монтажу фундаментних балок, плит покриття та стінових панелей	3 	0,215	2,45	2
2.	Уніфікована траверса для монтажу колон		0,18	1	1

					
3.	Траверса для монтажу ферм і підкранових балок		0,245	2,45	1
4.	Траверса для монтажу плит покриття		0,4	4,5	2

4.6. Визначення монтажних характеристик елементів та вибір комплекту кранів

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій одноповерхових промислових будівель виконується самохідними стріловими кранами. Відповідно до переліку робіт, монтаж планується здійснювати з попереднім розкладанням усіх елементів надземної частини будівлі. З метою попереднього розвантаження передбачається залучення автокрана в дні завезення конструкцій.

Укрупнення конструкцій на будівельному майданчику не передбачається.

Транспортування конструкцій до об'єкта планується здійснювати автотранспортом безпосередньо від постачальника.

Для кожного прийнятого потоку, з урахуванням прийнятої схеми руху монтажного механізму (розвитку фронту робіт, а саме можливих напрямках його здійснення вздовж або поперек прольоту), вибирається монтажний

кран, який послідовно встановлює всі збірні елементи будівлі, включені до потоку, що розглядається.

На організаційно-технологічну структуру монтажу впливають наступні монтажні характеристики - будівельний габарит об'єкта, та монтажні: маса конструкцій, висота їх піднімання і вильоти.

Монтажна маса конструкції (Q_m) визначається загальною масою, яку треба підняти, перемістити та встановити в проектне положення залежно від прийнятого способу підйому.

$$Q_m = Q + \sum q$$

Величину Q_m визначаємо лише для найважливіших елементів за кожним спеціалізованим потоком, як суму маси монтованого елемента (Q) за таблицею 1 і маси пристосування монтажної оснастки ($\sum q$) – стропів, траверс, розчалок та ін., яку беруть за таблицею 2.

Монтажна висота (H_m)– технологічно необхідна мінімальна висота підйому монтажних елементів що забезпечує їх монтаж.

$$H_m \geq h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

де h_1 - висота від рівня стоянки крана до рівня опори монтованого елемента, м;

h_2 - висота піднімання елемента над опорою, м;

h_3 - висота елемента, який монтують, м;

h_4 - висота захватного засобу, м.

Монтажну висоту будемо враховувати для найбільш високого вертикального елемента – колони, горизонтального, що знаходиться на найвищій позначці – плити покриття та найважчого елемента на цій висоті – це кроквяні ферми.

Монтажний виліт L_m визначається як мінімально необхідний виліт стріли крана для монтажу даної конструкції.

Визначаємо монтажні характеристики для окремих конструкцій.

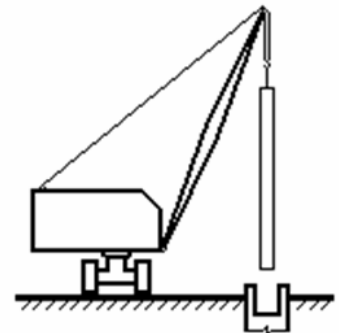
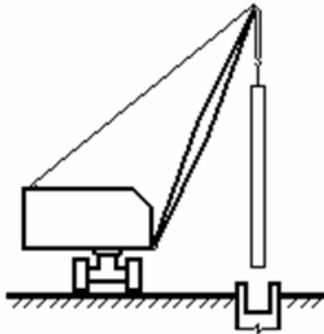
Колони – планується монтаж здійснювати вздовж прольоту на мінімальному вильоті стріли крана.

Монтаж колон

$$Q = Q_k + Q_t = 10,1 + 0,248 = 10,348 \text{ т}$$

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 1,2 + 11,8 + 0,5 + 0,8 = 14,3 \text{ м}$$

$$l = \min$$



$$L = \min$$

Підкранові балки - монтаж планується здійснювати вздовж прольоту на мінімальному вильоті стріли крана.

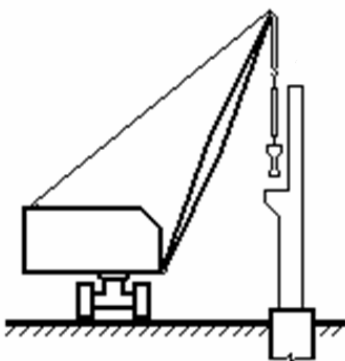
Монтаж підкранових балок

$$Q = Q_k + Q_t = 4,15 + 0,215 = 4,365 \text{ т}$$

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 11,8 + 0,5 + 1 + 2,45 = 15,75 \text{ м}$$

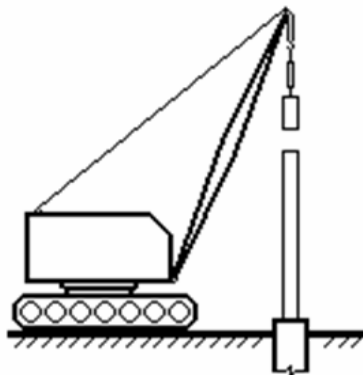
$$l = \min$$

$$L = \min$$



Крокв'яні ферми – монтаж планується здійснювати вздовж прольоту на мінімальному вильоті стріли крана.

Монтаж крокв'яних ферм



$$Q = Q_k + Q_t = 7,8 + 0,65 = 8,45 \text{ т}$$

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 11,8 + 0,5 + 2,45 + 2,45 = 17,2 \text{ м}$$

$$l = \min$$

$$L = \min$$

Плити покриття - монтаж планується здійснювати вздовж прольоту.

Монтажний виліт визначаємо графічно, виконуючи креслення в масштабі.

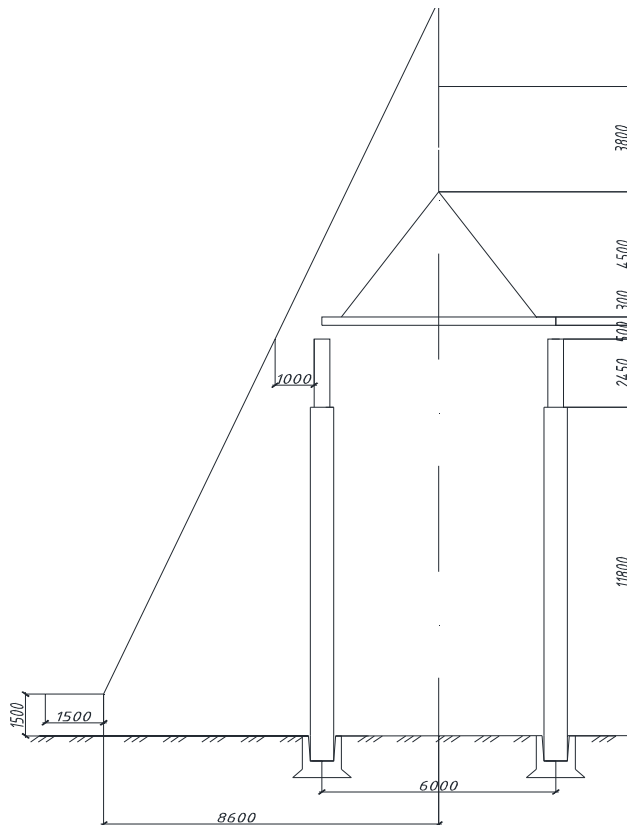


Рис. 4.5. Визначення вильоту стріли крана

$$Q = Q_k + Q_t = 2,38 + 0,4 = 2,78 \text{ т}$$

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 11,8 + 0,5 + 2,45 + 0,3 + 3,8 = 18,85 \text{ м}$$

$$l = \min; L = 8,6$$

Фундаментні балки - монтаж планується здійснювати по контуру будинку із зовнішньої сторони при монтажі стінових панелей.

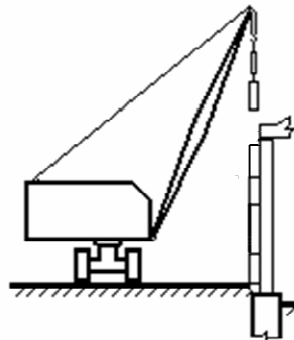
$$Q_m = 1,18 + 0,215 = 1,395 \text{ т.}$$

$$H_m = 0,5 + 0,4 + 2,45 = 3,35 \text{ м.}$$

$$L_m = 5,0 \text{ м.}$$

Стінові панелі – монтаж планується здійснювати по контуру будинку із зовнішньої сторони, вісь руху крану розташована на мінімальній відстані від вісі зовнішнього ряду колон.

Монтаж стінових панелей та віконних блоків



$$Q = Q_k + Q_t = 3,5 + 0,215 = 3,715 \text{ т}$$

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 12 + 0,5 + 1,2 + 2,45 = 16,15 \text{ м}$$

$$l = \min$$

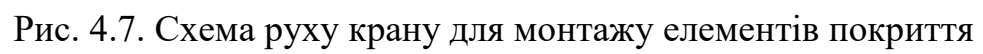
$$L = \min$$

Виходячи з розрахованих потрібних параметрів, за характеристиками, що встановлюються (номограми зміни вантажопідйомності та висоти підйому гака залежно від довжини та вильоту стріли), по довіднику здійснюється вибір кранів, які задовольняють потрібні значення параметрів.

За знайденими монтажними характеристиками елементів Q_m , H_m і L_m вибираємо крани на гусеничному ході. Одержані дані зводимо до таблиці 6.

На основі даних таблиці 6 та схем руху кранів (рис. 9, рис. 10, рис. 11), а також матеріальних витрат на їх експлуатацію можна зробити висновок, що більш доцільним є використання гусеничного крану ДЕК-251 для всіх видів монтажних робіт.

Вантажовисотні характеристики ДЕК-251. Вантажовисотні характеристики РДК-250



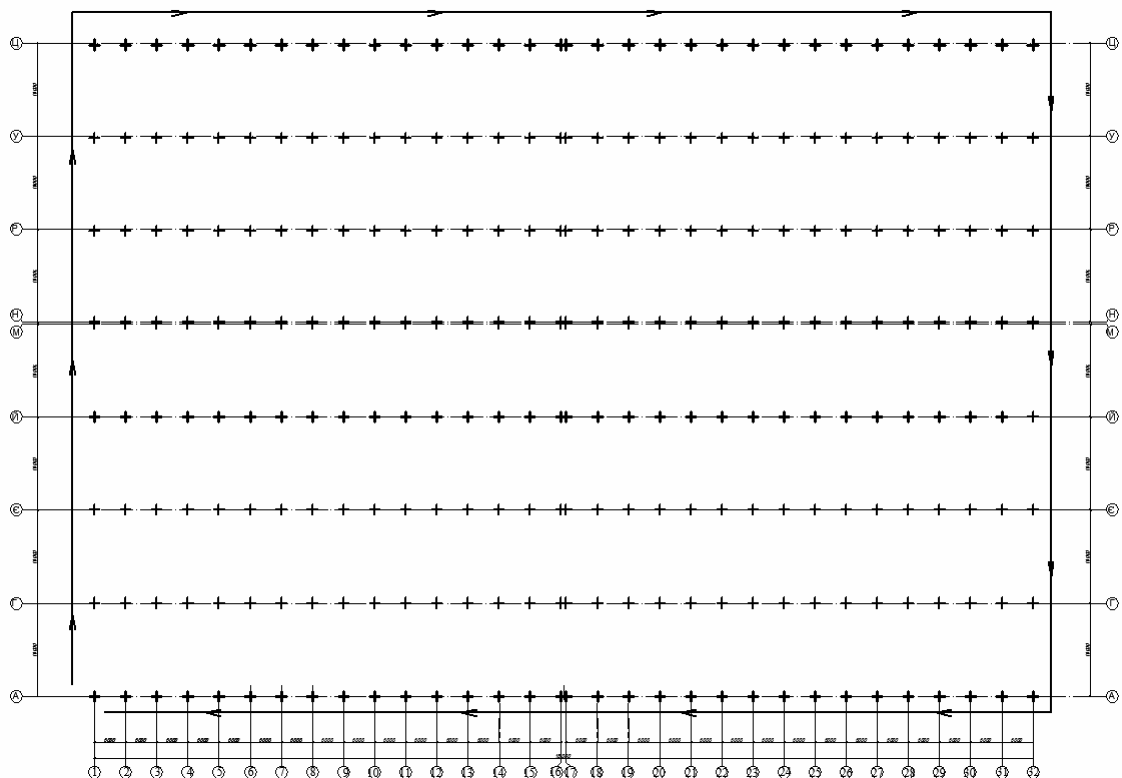


Рис. 4.8. Схема руху крану для монтажу фундаментних балок та стінових панелей

4.7. Вихідні дані для лінійного графіка

Основними вихідними даними для проектування сітьового графіка є склад (номенклатура) та обсяги будівельно-монтажних робіт, нормативні джерела (ДБН, калькуляція, виробіток) для визначення трудомісткості та машиномісткості робіт, вибрані методи виконання робіт та монтажні механізми, склад робочих бригад. Вихідні дані заносимо в табл.7.

Номенклатуру (склад), одиницю виміру та обсяги робіт переносимо із табл. 4.3.

Нормативну трудомісткість (машиномісткість) на одиницю виміру обсягів робіт визначаємо на основі ДБН А.3.1–5:2016 [21]. Для робіт, обсяги яких визначені у грошовому вираженні нормативна трудомісткість на одиницю виміру дорівнює прийнятому виробітку.

Нормативні затрати машино-змін та людино-змін на весь обсяг робіт одержуємо за формулами:

$$M^H = \frac{V \cdot H_q}{t}, \quad Q^H = \frac{V \cdot H_q}{t},$$

де V – обсяг робіт; H_q – нормативна трудомісткість; t – кількість годин у зміні, $t=8$ год.

Тривалість виконання робіт розраховується такими формулами.

Для робіт, темп виконання яких визначає ведуча машина:

$$t = \frac{M^H}{n \cdot m \cdot 1,2},$$

де M^H – нормативна машиномісткість, маш.-змін; n – кількість змін роботи на добу; m – кількість механізмів, шт.

У цьому випадку кількість робітників, що потрібні для виконання роботи у цей термін визначається за формулою:

$$N = \frac{Q^H}{n \cdot t},$$

де Q^H – нормативна трудомісткість роботи, люд.-змін;

Для робіт, темп виконання яких визначає бригада робітників:

$$t = \frac{Q^H}{n \cdot N \cdot 1,1},$$

У цьому випадку кількість робітників у бригаді N береться за даними будівельної організації, або досвіду проектувальника.

Для робіт, обсяги яких визначено в грошовому вираженні:

$$t = \frac{C}{q \cdot n \cdot N \cdot 1,1},$$

Де C – обсяг роботи в грошовому вираженні, грн.; q – виробіток на одного робітника за зміну, грн.

Прийняту машиномісткість визначаємо, помноживши тривалість роботи на кількість змін та на кількість машин.

Прийняту трудомісткість визначаємо, помноживши тривалість роботи на кількість змін та на кількість робітників.

5. ОХОРОНА ПРАЦІ НА БУДІВНИЦТВІ

5.1. Небезпечні та шкідливі виробничі фактори

Під терміном «охорона праці» розуміється система мір і засобів, спрямованих на збереження здоров'я людини в процесі праці. Отже, для ефективного керування охороною праці необхідно мати науково-обґрунтований метод оперативного визначення таких систем й оцінок рівня ризику й безпеки, що існують на конкретних виробничих об'єктах.

Завдання охорони праці – звести до мінімальної ймовірності поразки або захворювання працюючого з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці.

На підставі проведеного аналізу із урахуванням [26 та ін.] можна систематизувати небезпечні і шкідливі виробничі фактори, які виникають на будівельному майданчику:

→ обвалення ґрунту в траншеях під фундаменти у відповідності до п.9.6-9.14 ДБН А3.2.2-2009 [26];

→ падіння людини з висоти у відповідності до п.9.5;9-17; п.12.8;12.11;11-12; п.12.8;12.11;11-12; п.10.2;10.3;10.6; п.15.1;15.5; п.16.1 ДБН А3.2.2-2009 [26];

→ падіння конструкцій і матеріалів з висоти у відповідності до п.9.5;9-17; п.12.8;12.11;11-12; п.21-1,12,2-12,10,12, 14,12-20,12-22,10; п.15;15,5;13.6; п.16.9;16.10;16.11; п.7.1-7.6;7-9-12 ДБН А3.2.2-2009 [26];

→ експлуатація вантажних машин у відповідності до НПАОП 0.00-1.01-

-07 та ДБН А3.2.2-2009 [26];

→ ураження електричним струмом у відповідності до НПАОП 40.1-1.21-98;

→ виробничий шум та вібрації у відповідності до ДСН 3.3.6.037-99;

- вплив шкідливих речовин у відповідності до п.6.23 ДБН А3.2.2-2009 [26];
- вплив кліматичних факторів у відповідності до ДСН 3.3.6.042-99;
- недостатня освітленість робочих місць у відповідності до ДБН - В.25-28—2006;
- атмосферна електрика у відповідності до РД 34.21.122-87;
- пожежна безпека у відповідності до НАПБ Б.07.005-86, ДБН В.1.1-7:2016 [24], ДБН В.25-56:2014 [25] та ін.

Небезпечні і шкідливі фактори приймаємо згідно положенню про розслідування нещасних випадків, профзахворювань і аварій на підприємствах.

5.2. Заходи профілактики виявлених шкідливих і небезпечних виробничих факторів

Організація будівельного майданчику, ділянок робіт, робочих місць.

При організації будівельного майданчику *проектом передбачено*:

- будівельний майданчик загородити забором висотою 2м без козирка ;
- на будівельному майданчику позначити межі монтажно́ї зони навколо будівлі на відстані 5м та межі небезпечної зони при роботі крану КБ-403 А з встановленням попереджувальних знаків;
- адміністративно-побутовий городок влаштовані за межами небезпечної зони з врахуванням напрямку вітру;
- на будівельному майданчику влаштовані тимчасові шляхи з збірних з/б плит, ширина шляху 4.5м, швидкість руху автотранспорту обмежена до 5км/г - на прямих ділянках та 5км/г - на поворотах шляху;
- на майданчику влаштовані тимчасові склади на відстані 2м від тимчасового шляху;

У тимчасовому водопроводі влаштувати пожежні гідранти на відстані 2.5м від краю тимчасового шляху. При розрахунку загальних витрат врахувати:

- витрати води на потреби пожежогасіння;
- на будмайданчику влаштувати загальне освітлення з прожекторів ПЗС-45 (мачти) та охоронне освітлення (світильник на опорі).

5.3. Заходи щодо профілактики обрушення ґрунту

При виконанні монтажних робіт у БКР передбачено:

→ строповку та підйом конструкцій виконувати захватними пристроями. Для тимчасового кріплення використовувати прилади, які відповідають рекомендаціям, наведеним у [26]/

При виконанні кам'яних робіт підйом цегли виконувати краном КБ-403 А в інвентарних піддонах ємкістю 200шт. цегли. Подавання розчину виконувати в металевих ящиках, обладнаних монтажними гаками $\phi 10$ А240С.

По периметру будівлі влаштувати захисні козирки вилітом 1.5м під кутом 20° до горизонту:

- при виконанні покрівельних робіт подавання матеріалів на покриття виконувати краном ДЕК-631 А;
- при виконанні оздоблювальних робіт проектом передбачено використання інвентарних риштувань та подмостей;
- при виконанні навантажувально-розвантажувальних робіт проектом передбачено використання вантажозахватних пристроїв. На початку кожної зміни кран ДЕК-631А перевіряти підйомом контрольного вантажу.

5.4. Заходи профілактики падіння людини з висоти

При виконанні земляних робіт спуск робочих в котлован виконувати виконувати скрізь в'їзду траншею шириною 3.5 м та ухилом 1:5 та за допомогою додаткового трапів.

При виконанні монтажних робіт підйом робочих на монтажний горизонт виконувати з використанням інвентарних приставних драбин за, обладнаних огороженням, висотою 1м, робочих оснащити запобіжними поясами.

При виконанні кам'яних робіт, кладку стін вести з інвентарних риштувань, облаштованих східцями з дошок $\delta=40\text{мм}$, шириною 0.8м та огороженням висотою 1м.

При виконанні покрівельних робіт, роботи починають після влаштування парапетів.

5.5. Заходи профілактики падіння конструкцій і матеріалів з висоти

У бакалаврській кваліфікаційній роботі передбачено:

Для підйому використовувати вантажозахватні засоби, вибрані у відповідності з проектом.

При виробництві бетонних, кам'яних і монтажних робіт подавати бетонну суміш і цементний розчин в баддях і лотках.

При виконанні покрівельних робіт подачу цементного розчину і бітуму виконувати механічним способом за допомогою крану.

5.6. Експлуатація машин та механізмів

Експлуатація будівельних машин, включаючи технічне обслуговування здійснюється відповідно до вимог глави ДБН А3.2.2-2009 [26]. При розташуванні машин поблизу траншеї, механізми повинні знаходитись за межею призми обвалення. Під час перерви або по закінченню роботи забороняється залишати вантаж на висоті – 2,4 м. При розробці, транспортуванні, розвантаженні, плануванні й ущільненні ґрунту машинами, що йдуть одна за іншою, відстань між ними менше 10 м. Не допускати роботи по підйому рам при силі вітру 15 м/с і більше.

Перед підйомом конструкцій рами всі елементи повинні бути надійно закріплені. Перед підйомом конструкції, зібраної в горизонтальному положенні, усі роботи припиняються в радіусі рівному довжині конструкції плюс 5 м. На рамі влаштована звукова сигналізація й обмежник висоти підйому рами.

5.7. Заходи профілактики враження електричним струмом

Проектом передбачено:

Захисне заземлення зварювального трансформатора із L 50×50 l =1500мм.

Виконання зовнішньої електропроводки тимчасового електричного постачання ізольованим дротом із розміщенням його на опорах на висоті над рівнем землі або настилу.

5.8. Заходи профілактики впливу атмосферної електрики

Проектом передбачено влаштування на покритті будівлі блискавкоприймної сітки $\phi 10$ A240C з кроком 15×15м з з'єднанням її відповідними стержнями з $\phi 8$ A240C з арматурою [14] фундаментів.

5.9. Інші можливі небезпеки

Заходи профілактики шуму.

Проектом передбачено: експлуатувати машини і механізми з рівнем шуму, що не перевищує рівня шуму 85 ДБ, в противному випадку заборонити їх використання.

Заходи профілактики впливу вібрації

Проектом передбачено: при роботі з інструментом та обладнанням встановлення виконувати на амортизаційних підкладках, при виконанні робіт по ущільненню бетонної суміші глибинним вібратором, облаштувати їх гумовими віброгасителями.

Заходи профілактики пожежі

Проектом передбачено:

- у тимчасовому водопроводі влаштувати пожежний гідрант на відстані 2.0м від краю тимчасового шляху;
- при виконанні зварювальних робіт робочі місця зварника огородити азбестовими щитами висотою 1.8м в радіусі 5м навколо місця зварки;
- при виконанні опоряджувальних робіт слід виконувати заходи, передбачені п. "Міри профілактики впливу вибуху";
- при виконанні покрівельних робіт доставку мастики виконувати централізовано.

Заходи профілактики впливу вибуху

Проектом передбачено -при виконанні опоряджувальних робіт, пов'язаних з експлуатацією судів високого тиску, контролювати тиск в суддах (балонах) за допомогою манометрів. В місцях опоряджувальних робіт з використанням нітрофарб змонтовану проводку знеструмити.

Заходи профілактики впливу кліматичних факторів

Проектом передбачено:

При швидкості вітру $V \geq 12 \text{ м/с}$ чи відносній вологості $\omega \geq 60\%$, а також при температурі зовнішнього в літній час $> 30^\circ\text{C}$ та в зимовий час $\leq -25^\circ\text{C}$, а також при сильних опадах та ожеледиці усі будівельно-монтажні роботи завершити.

При проектуванні освітленості робочих місць проектом передбачено влаштування та установка на місцях виконання робіт ПЗС-45, в тому числі 5 прожекторів на ярус.

Висновок

У БКР передбачені інженерні рішення і ряд профілактичних заходів, які зменшують можливість виникнення критичних ситуацій і шкідливих факторів, що заважають нормальній роботі і загрожують життю та здоров'ю працівників. При будівництві потрібен жорсткий контроль за виконанням техніки безпеки згідно діючих нормативних документів [26].

ВИСНОВКИ

Подана бакалаврська кваліфікаційна робота присвячена розробці та проєктуванню цеху із виробництва продукції машинобудівної галузі у місті Тараща Київської області.

Пояснювальна записка включає 88 стор. друкованого машинописного тексту формату А4 та 7 графічних креслень, оформлених у програмному комплексі AutoCAD на листах формату А1, представлених на графічних листах формату А3 у додатках пояснювальної записки.

Бакалаврська кваліфікаційна робота містить п'ять розділів.

В архітектурній частині роботи описана загальна характеристика умов забудови. Наведені архітектурно-планувальні, об'ємно-планувальні та прийняті конструктивні рішення зведення будівлі цеху.

У розрахунково-конструктивній частині виконаний аналітичний розрахунок поперечної сталевий рами із урахуванням дії кранового навантаження, виконаний розрахунок сталевий колони та ферми покриття.

Побудований інженерно-геологічний розріз ділянки забудови, що дозволило раціонально підібрати тип фундаменту.

Розроблена технологічна карта на влаштування стінових швидкокомонтуємих легких панелей: організація і технологія влаштування кроквяної системи, організація робочого місця бригади, підібраний склад ланки, робіт та визначений розмір ділянки забудови.

Розроблений будівельний генеральний план: визначені площі складських приміщень і майданчиків, потреба у тимчасових будівлях і спорудах, розраховані техніко-економічні показники, наявні потреби будівництва у воді та енергоресурсах. Наведені основні заходи щодо охорони праці на будівельному майданчику.

Термін будівництва складає 11 місяців. Орієнтовна вартість зведення цеху із виробництва продукції машинобудівної галузі із улаштуванням інженерних комунікацій приблизно становить 90,3 млн. грн.

Перелік використаної літератури

1. Навантаження і впливи: норми проєктування : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
2. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. – [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).
3. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2-29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
4. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).
5. Кінаш Р.І. Архітектурні конструкції виробничих будівель / Р.І. Кінаш. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 288 с.
6. Куліков П.М. Архітектура будівель і споруд. Книга 5. Промислові будівлі: підручник / П.М. Куліков, В.О Плоський, Г.В. Гетун. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2020. – 820 с.
7. Енергозбереження та енергоефективність : ДБН В.1.2-11:2021. – [Чинний з 2022-09-01]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми України).
8. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.
9. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6:2021. – [Введені в дію з 2022-09-01]. – К. : Мін регіон України, 2022. – 31 с. – (Державні будівельні норми України).
10. Бакулін Є.А. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної

будівлі із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» / Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2022. – 83 с.

11. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

12. Білик С.І. Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: підручник для ВНЗ. / С.І. Білик, О.В. Шимановський та ін. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2021. – 448 с.

13. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).

14. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).

15. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.

16. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.

17. Шимановський О.В. Металеві конструкції: підручник; під загальною редакцією Пермякова В.О. та Шимановського О.В. / [О.В. Шимановський, В.О. Пермяков, О.О. Нілов та ін.] – К. : Видавництво “Сталь”, 2008. – 812 с.

18. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).

19. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1-10:2018 : – [Введені в дію з 2019-01-01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

20. Бойко І.П. Основи і фундаменти: Методичні вказівки до виконання курсової роботи / уклад. І.П.Бойко, А.О.Олійник, А.М.Ращенко та ін. – К.: КНУБА, 2007. – 92с.

21. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5:2016. – [Введені в дію з 2017-01-01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

22. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

23. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва : навчальний посібник / Я.О. Ковальчук. – Тернопіль : ТНТУ, 2017. – 191 с.

24. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016. – [Чинний з 2017-01-06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

25. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25-56:2014. . – [Введені в дію з 2015-07-01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).

26. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. – [Введені в дію з 2012-04-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 112 с. – (Державні будівельні норми України).

27. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // Achievements of Ukraine and EU countries in technological

innovations and invention : collective monograph. – Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>

28. Дмитренко Є.А. Врахування сумісної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону у складі пролітних згинальних металевих конструкцій / Є.А. Дмитренко, М.А. Андрієвська, І.А. Яковенко // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. – 2024. – Вип. № 28. – С. 128–139. <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2024-28-128-139>

29. Дмитренко Є.А. Чисельне моделювання моменту утворення тріщин у залізобетонних конструкціях із застосуванням ПК «САПФІР» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2021. – Вип. 39. – С. 74–83.

30. Положення про бакалаврську кваліфікаційну роботу у Національному університеті біоресурсів і природокористування України. – К. : НУБіП України, 2021. – 48 с.

31. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с.

32. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проектування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с. <http://dglb.nubip.edu.ua/handle/123456789/9716>

ДОДАТКИ