

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

УДК 72.012:631.222:636.1

«ПОГОДЖЕНО»

Декан факультету
конструювання та дизайну
(назва факультету)

_____ Ружи́ло З.В.
(підпис) (ПІБ)

— ” листопада 2024 р.

«ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ»

Завідувач кафедри будівництва
(назва кафедри)

_____ Яковенко І.А.
(підпис) (ПІБ)

— ” листопада 2024 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: «Проектування конеферми на 60 голів у Чернігівській області»

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

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»
(назва)

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

канд. техн. наук, доцент _____ Бакулін Євгеній Анатолійович
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

д.т.н., професор _____ Яковенко Ігор Анатолійович
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконала

_____ Андрієвська Марія Андріївна
(підпис) (ПІБ студентки)

КИЇВ – 2024

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Завідувач кафедри будівництва
кандидат технічних наук, доцент

Бакулін Є.А.

“ ” 2024 року

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТЦІ

Андрієвській Марії Андріївні

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма: «Будівництво та цивільна інженерія»

(назва)

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи

«Проектування конферми на 60 голів у Чернігівській області»

затверджена наказом ректора НУБіП України від 22.12.2023 р. №2358 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 25 листопада 2024 року

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи:

Необхідно запроектувати конферму на 60 голів у Чернігівській області у відповідності до кліматичних умов та рельєфу обраної ділянки. Каркас будівлі прийняти у вигляді сталевих елементів: ферма покриття, колона, залізобетонний фундамент.

В аналітичному огляді до КМР навести загальні відомості щодо проектування центрально-стиснутих сталевих колон. Проаналізувати

найбільш поширені типи перерізів, існуючі типи решіток, розрахункові алгоритми, вимоги до забезпечення стійкості тощо.

У науково-дослідній частині роботи навести аналітичні залежності та порівняльні характеристики впливу решітки на роботу наскрізних центрально-стиснутих сталевих колон. Навести алгоритми визначення зусиль, проектування планок, решіток, бази колон. Розглянути принципи проектування вузлів примикання сталевих горизонтальних елементів до оголовка колони.

Побудувати схему поперечної рами будівлі конюшні, виконати розрахунок та запроектувати сталеву ферму покриття, колону та фундамент під колону. Навести основні заходи щодо технології та організації виконання робіт на будівельному майданчику, заходи щодо забезпечення належної охорони праці.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Вплив решітки на роботу наскрізних сталевих центрально-стиснутих колон у роботі каркасу

2. Проектування планок та розкісної решітки центрально-стиснутих колон

3. Особливості проектування сполучення центрально-стиснутих колон з балками

4. Розробити архітектурну частину до КРМ

5. Виконати розрахунок поперечної рами, колони та ферми покриття

6. Розробити будівельний генеральний план, календарний план-графік виконання будівельно-монтажних робіт

7. Розробити технологічну карту на монтаж ферми покриття

8. Навести основні заходи щодо забезпечення та дотримання вимог щодо охорони праці на будівельному майданчику

Перелік графічного матеріалу (за потреби) _____

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади, повздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання головних несучих сталевих конструкцій: ферми покриття, оголовку та бази колони, поперечної рами, фундаменту стаканного типу під колону.

3. Будівельний генеральний план, технологічна карта на влаштування ферм покриття, календарний графік виконання робіт

Дата видачі завдання — _____” лютого 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

доктор технічних наук, професор,
професор кафедри будівництва НУБіП України _____ Ігор ЯКОВЕНКО

Завдання прийняла до виконання
студентка 2 курсу магістратури БЦІ
денної форми навчання _____

Марія АНДРІЄВСЬКА

Зміст

ВСТУП.....	
1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	
1.1. Загальна характеристика центрально-стиснутих сталевих колон.....	
1.2. Існуючі типи перерізів центрально-стиснутих сталевих колон.....	
1.3. Існуючі типи решіток центрально-стиснутих колон.....	
1.4. Алгоритм розрахунку стержня суцільної центрально-стиснутої колони.....	
1.5. Забезпечення місцевої стійкості та конструктивне оформлення стержня суцільної сталеві центрально-стиснутої колони.....	
2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	
2.1. Вплив решітки на роботу наскрізних сталевих центрально-стиснутих колон.....	
2.2. Підбір перерізу наскрізної центрально-стиснутої колони.....	
2.3. Визначення зусиль у решітках центрально-стиснутої колони.....	
2.4. Проектування планок центрально-стиснутих колон	
2.5. Проектування розкісної решітки центрально-стиснутих колон	
2.6. Бази центрально-стиснутих колон (варіант з листовими траверсами).....	
2.7. Особливості проектування сполучення центрально-стиснутих колон з балками. Оголовки сталевих центрально-стиснутих колон	
2.8. Деякі приклади колон із легких сталевих тонкостінних конструкцій.....	
3. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ.....	
3.1. Вихідні дані для проектування.....	
3.2. Проектування генплану та благоустрою забудови.....	
3.3. Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення.....	
4. РОЗРАХУНОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	
4.1. Розрахунок прогонів покриття.....	

4.2.	Розрахунок сталеві ферми покриття.....	
4.2.1.	Розрахунок елементів ферми покриття.....	
4.2.2.	Розрахунок зварних з'єднань елементів ферми.....	
4.3.	Статичний розрахунок поперечної рами будівлі конюшні.....	
4.4.	Розрахунок сталеві колони будівлі конєферми.....	
4.5.	Розрахунок оголовка сталеві колони конєферми.....	
4.6.	Розрахунок бази сталеві колони конєферми.....	
5.	ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	
5.1.	Розрахунок фундаменту по осі Е-2.....	
5.2.	Розрахунок міцності фундаменту на продавлювання.....	
5.3.	Розрахунок арматури фундаментного підколонника.....	
6.	ТЕХНОЛОГІЯ ВЛАШТУВАННЯ КОНЕФЕРМИ.....	
6.1.	Особливості технології влаштування приміщення та внутрішнього обладнання для утримання коней.....	
6.2.	Застосування технологічних особливостей будівлі у проект конєферми на 60 голів.....	
7.	ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	
7.1.	Інженерне забезпечення будівлі конєферми.....	
7.2.	Розробка протипожежних заходів на конєфермі.....	
8.	ОХОРОНА ПРАЦІ.....	
8.1.	Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів при будівництві фундаментів.....	
8.2.	Розробка заходів щодо створення здорових та безпечних умов при будівництві фундаментів.....	
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	
	ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	
	ДОДАТКИ.....	

ВСТУП

Представлена кваліфікаційна робота магістра на тему *«Проектування конеферми на 60 голів у Чернігівській області»*.

Конеферма спеціалізується на вирощуванні висококласних коней для класичного виду спорту, а також для племінного поголів'я.

Конеферма – це комплекс, що включає будівлю ферми на 60 голів, майданчики для тимчасового зберігання гною, навісу для сіна ємністю 100 тонн, піддоків групового та індивідуального, двох пожежних резервуарів ємністю 200 м³, в'їзного дезбар'єру, шламонакопичувача, вигриви ємністю 50 м³.

На конефермі пропонуються наступні види послуг: постій приватних коней, навчання верховій їзді для всіх бажаючих з будь-яким рівнем підготовки, у тому числі й індивідуальні заняття та заняття у спортивній зміні; прогулянки у поля з інструктором, теоретичні заняття, загальнофізична підготовка з жеребцями, продаж молодняка різного віку.

Вважається за необхідне створення у країні єдиної системи розвитку кінного спорту та конярства. У цю систему мають увійти всі організації, пов'язані з селекцією, ветеринарією, відтворенням коней та кінним спортом, у тому числі приватні.

У кожній області України має бути створений свій центр кінного спорту та конярства. Все це спрямоване на активний розвиток кінного спорту у державі, підвищення іміджу на міжнародній арені.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Загальна характеристика центрально-стиснутих сталевих КОЛОН

У кваліфікаційній магістерській роботі розглядаються центрально-стиснуті колони або центрально-стиснуті елементи, що входять у різні конструкції, будівлі та споруди [2, 4, 8, 13, 29, 30]. Такі елементи застосовуються у різних видах промислового, агропромислового будівництва та інших галузях народного господарства [2 та ін.]:



Рис. 1.1. Приклади застосування центрально-стиснутих колон та елементів [2]: а, б – робочі майданчики; в, г – естакади

а) для підтримки міжповерхових перекриттів або покриттів будинків (рис. 1.1, е, ж);

б) у робочих майданчиках (балочних клітках) (рис. 1.1, а, б);

в) в естакадах, трубопроводах, шляхопроводах (рис. 1.1, в, г);

г) в якості стиснутих елементів ферм (мостів) або рам (рис. 1.1, з);

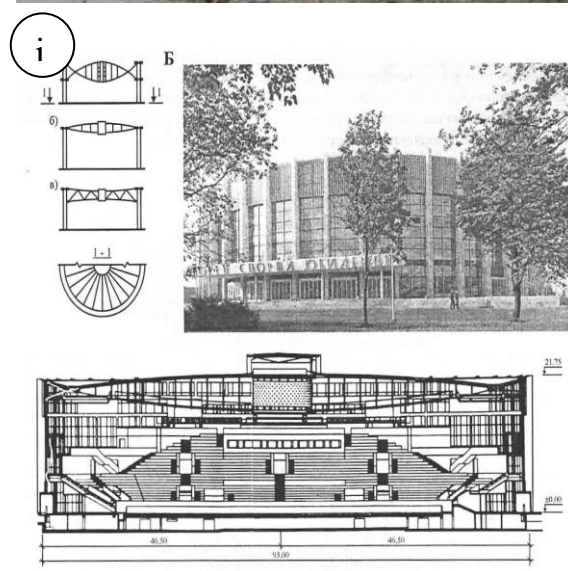
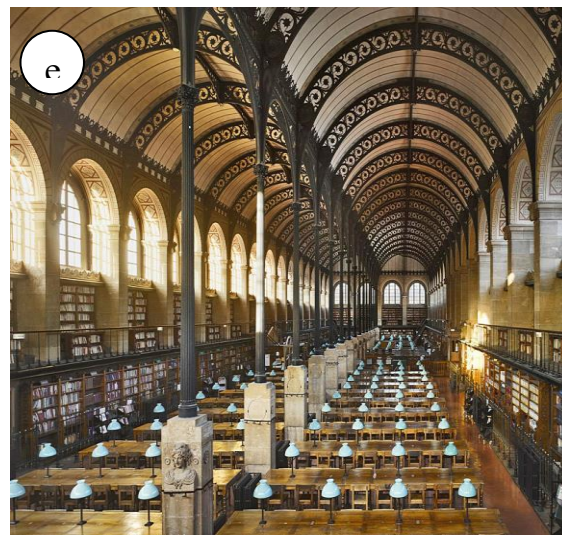


Рис. 1.2. Приклади застосування центрально-стиснутих колон та елементів (продовження) [2]: д, е – ЦСК в інтер'єрі ; е, ж – покриття; з – міст; і – двопоясна висяча конструкція

Центрально-стиснуті сталеві колони – це елементи, які передають навантаження від вище розміщених конструкцій на фундаменти або на нижні конструкції [3, 4]. Основні елементи ЦСК схематично показані на рис. 1.2.

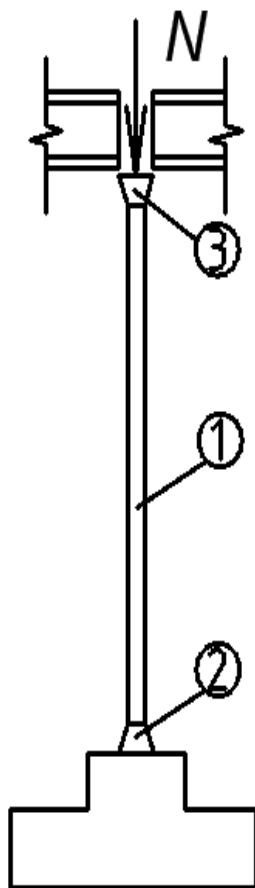


Рис. 1.2. Схема центрально-стиснутої колони [3]: 1 – стержень (суцільний або наскрізний); 2 – база (башмак); 3 – оголовок

1.2. Існуючі типи перерізів центрально-стиснутих сталевих колон

Типи перерізів стержня ЦСК показані на рис. 1.3, вони поділяються на *суцільні* (відкриті і замкнені) і *наскрізні* [2, 4, 8].

Головна перевага суцільних ЦСК – зручність виготовлення за рахунок застосування автоматичного зварювання. Крім того, ЦСК замкнутого перерізу рівностійкі, оскільки мають близькі і підвищені радіуси інерції відносно обох осей. При заповненні бетоном такі ЦСК перетворюються на ефективні трубобетонні конструкції.

Недолік суцільних ЦСК – підвищена маса у порівнянні з наскрізними колонами.

Переваги наскрізних ЦСК – рівностійкість ($i_x \approx i_y$) та економічність за рахунок розвиненого перерізу і підвищених радіусів інерції перерізів.

Недоліки наскрізних колон – відносна складність виготовлення, велика кількість коротких зварних швів, неможливість застосування автоматичного зварювання.

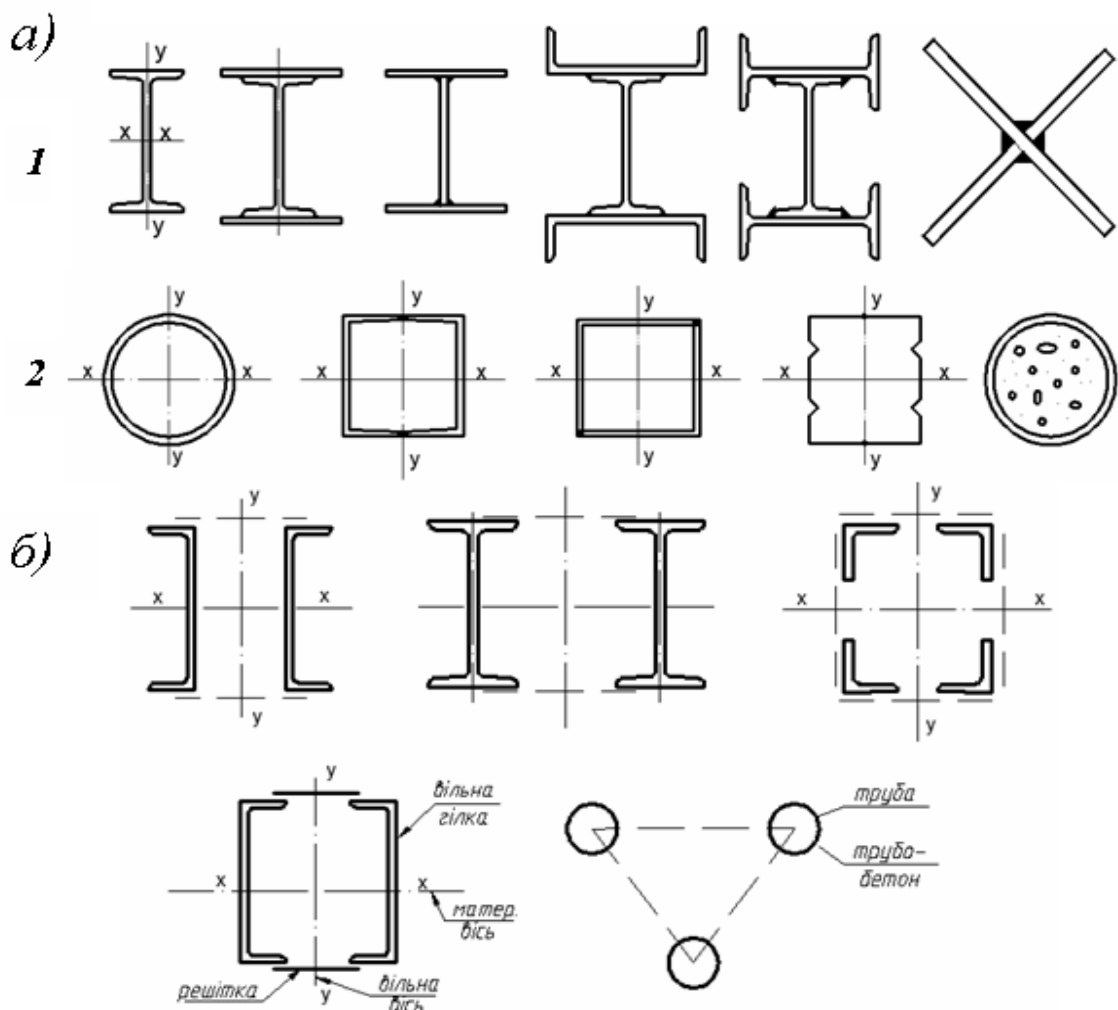


Рис. 1.3. Типи перерізів центрально-стиснутих колон [1, 2]: *a* – суцільні колони; *б* – наскрізні колони

1.3. Існуючі типи решіток центрально-стиснутих колон

Типи з'єднувальних решіток ЦСК показані на рис. 1.4. Розкісна решітка (гратки) – жорсткіша і більш складна у виготовленні, рекомендується для потужних ЦСК з $N > 2000...3000$ кН, $b \geq 0,8...1,0$ м.

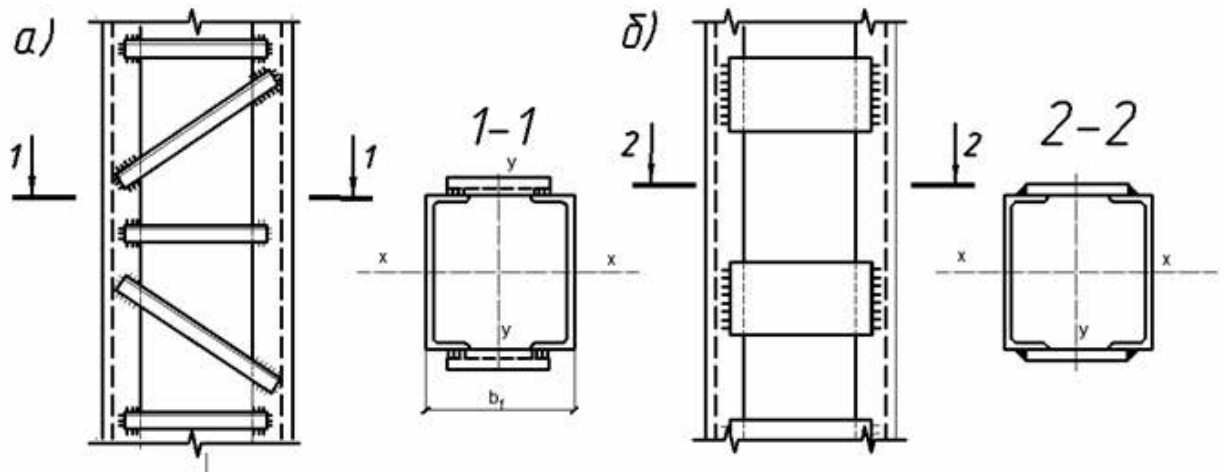


Рис. 1.4. Типи з'єднувальних решіток центрально-стиснутих колон:
a – розкісна решітка; *б* – решітка на планках

Решітка на планках (безрозкісна) – менш жорстка, але простіша у виготовленні і естетична, рекомендується при $N \leq 2000...3000$ кН.

1.4. Алгоритм розрахунку стержня суцільної центрально-стиснутої колони

Основний тип перерізу центрально-стиснутої сталеві колони – широкополичний двотавр, прокатний або зварений, зручний у виготовленні і приєднанні інших конструкцій [2, 4, 8].

1. Визначення необхідної площі перерізу

Потрібна площа перерізу визначається за формулою

$$A_{\text{номр}} = \frac{N \gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (1.1)$$

де N – розрахункова поздовжня сила у колоні (від розрахункових граничних значень навантажень);

R_y – розрахунковий опір сталі за межею текучості; γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції (табл. 5.1 ДБН [1]);

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності); φ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, який є функцією гнучкості колони $\lambda = l_{ef}/i$, l_{ef} – розрахункова довжина колони;

$i = \sqrt{I/A}$ – радіус інерції перерізу;

I – момент інерції перерізу;

A – площа перерізу.

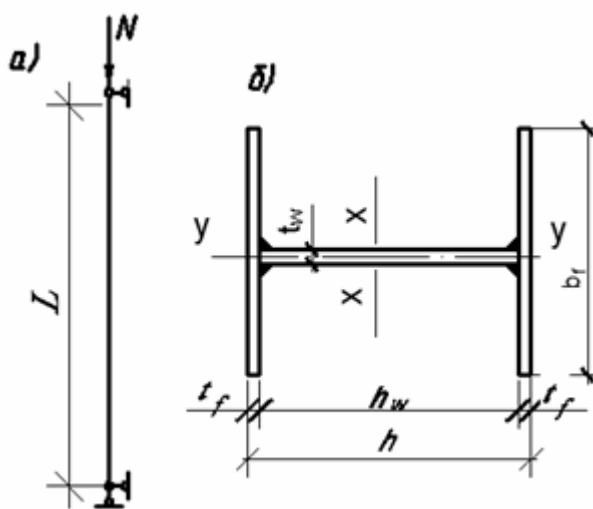


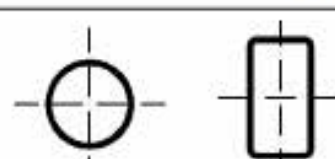
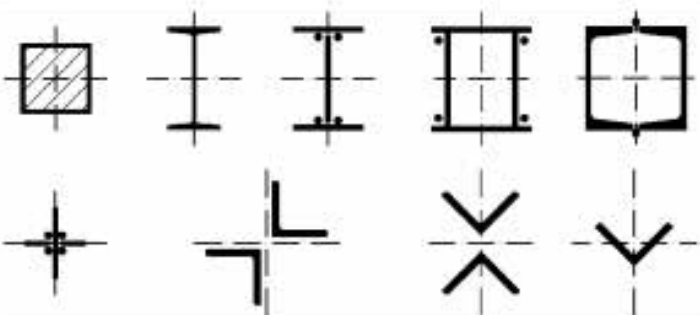
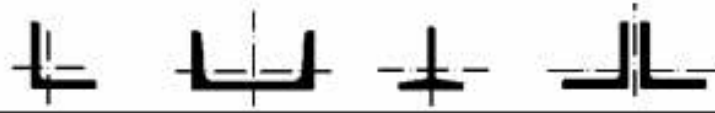
Рис. 1.5. До розрахунку стержня суцільної сталеві центрально-стиснутої колони [2]: *a* – розрахункова схема; *b* – типовий переріз суцільної колони

Оскільки на початку розрахунку розміри перерізу невідомі, задаємося попередньо гнучкістю колони:

- $N \geq 1500 \dots 2000$ кН; $l = 5 \dots 6$ м; $\lambda = 100 \dots 70$;
- $N = 2500 \dots 4000$ кН; $\lambda = 70 \dots 50$.

Знаючи λ , визначаємо умовну гнучкість $\bar{\lambda} = \sqrt{R_y/E}$ (E – модуль пружності сталі, $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа) і за додатком Ж ДБН [1], таблиця Ж1, знаходимо коефіцієнт φ , враховуючи тип кривої стійкості (*a*, *b*, *c*, табл. 1.1).

Таблиця 1.1 (табл. 8.1 ДБН)

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості
	a
	b
	c

2. Визначення габаритних геометричних розмірів перерізу h і b_f

Габаритні розміри перерізу достатньо просто зв'язані з його відповідними радіусами інерції :

$$i_x = \alpha_1 h; \quad i_y = \alpha_2 b_f. \quad (1.2)$$

Значення перехідних коефіцієнтів наведені у табл. 1.2.

Як видно з таблиці, радіуси інерції для двотаврового перерізу визначаються $i_x = 0,43h, i_y = 0,24b_f$.

Для забезпечення рівностійкості центрально-стиснутих колон (якщо однакові розрахункові довжини $l_x = l_y$) необхідно, щоб ці радіуси інерції **дорівнювали** один одному. Це відповідає співвідношенню габаритних розмірів перерізу $b_f \approx 2h$, тобто нереальному перерізу центрально-стиснутих колон. Оскільки на практиці найчастіше $b_f \approx h$ і $i_x > i_y$, центрально-стиснуті колони двотаврового перерізу ніколи не бувають рівностійкими.

Враховуючи формулу гнучкості, визначаємо потрібний радіус інерції перерізу:

$$\lambda = l_{ef} / i; \quad i_{nomp} = l_{ef} / \lambda. \quad (1.3)$$

Таблиця 1.2

Коефіцієнти для визначення радіусів інерції перерізів

Тип перерізу					
α_1	0,43	0,38	0,38	0,43	0,21
α_2	0,24	0,44	0,60	0,43	0,21

Це відкриває можливість визначити габаритні розміри перерізу:

$$h = i_{gnh} / \alpha_1; \quad b_f = i_{nomp} / \alpha \approx h. \quad (1.4)$$

3. Визначення геометричних характеристик перерізу, перевірка прийнятого перерізу

При призначенні товщини стінки та полиць враховуються два критерія: забезпечення потрібної площі A_{nomp} і гарантія місцевої стійкості стінки і полиць суцільного перерізу ЦСК. При цьому рекомендуються приймати товщини: стінки $t_w = 8...14$ мм; полиць $t_f = 12...20$ мм $\geq t_w$.

Визначаємо геометричні характеристики прийнятого перерізу.

- Площа: $A = t_w h_w + 2t_f b_f$.
- Моменти інерції: $I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2t_f b_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2$; $I_y \cong 2 \frac{t_f b_f^3}{12}$.
- Радіуси інерції: $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$.
- Гнучкості: $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$, вибираємо λ_{max} .
- Умовна гнучкість $\bar{\lambda}_{max} = \lambda_{max} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

- Коефіцієнт стійкості при центровому стиску φ – за табл. Ж1 ДБН [1] в залежності від $\bar{\lambda}_{\max}$ і типу кривої стійкості.

Виконуємо перевірку стійкості суцільної центрально-стиснутої колони:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_{\min}AR_y\gamma_c} \leq 1. \quad (1.5)$$

За необхідності переріз корегується, і розрахунок повторюється в аналогічній послідовності.

4. Граничні гнучкості стиснутих елементів

Для запобігання пошкоджень стиснутих елементів (погинів, прогинів тощо) при виготовленні, під час транспортування, монтажу та експлуатації, їхня гнучкість λ обмежується граничними значеннями λ_u , тобто завжди повинна виконуватися умова $\lambda \leq \lambda_u$.

Значення λ_u наводяться в табл. 13.9 ДБН [1].

1. Основні колони

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha. \quad (1.6)$$

2. Другорядні колони (фахверк, ліхтарі тощо), елементи решітки колон, вертикальних в'язей між колонами

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha. \quad (1.7)$$

3. Інші елементи в'язей, стержні, що зменшують розрахункову довжину стиснутих елементів, та інші ненавантажені елементи

$$\lambda_u = 200. \quad (1.8)$$

Параметр α , що входить у наведені формули, показує степінь використання несучої здатності стиснутого елемента, він визначається як

$$\alpha = \frac{N}{\varphi AR_y\gamma_c} \geq 0,5. \quad (1.9)$$

1.5. Забезпечення місцевої стійкості та конструктивне оформлення стержня суцільної сталевोї центрально-стиснутої колони

Втрата місцевої стійкості суцільної ЦСК – це викривлення і вихід із роботи окремих стиснутих ділянок стінки або полиць, внаслідок чого переріз ослаблюється, інколи стає несиметричним і ЦСК достроково втрачає несучу здатність (рис. 1.6).

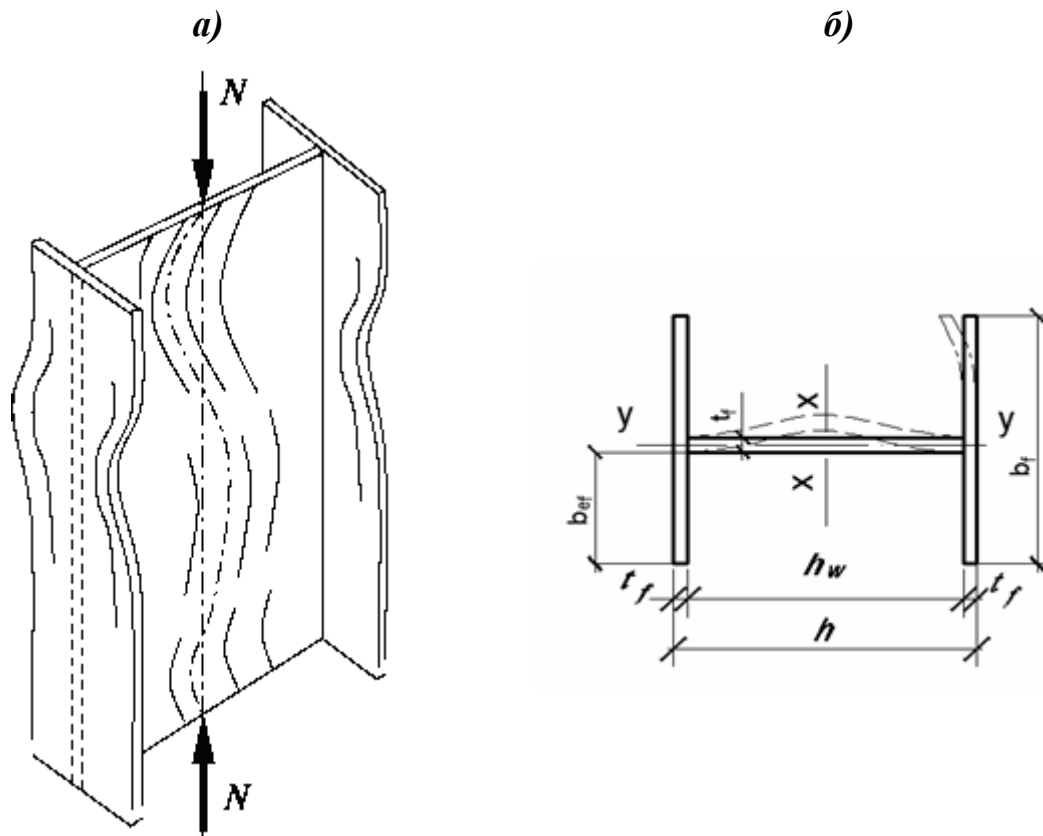


Рис. 1.6. Втрати місцевої стійкості стержня центрально-стиснутої колони [2, 3]: *a* – викривлення елементів стержня; *б* – розрахункова схема втрати місцевої стійкості

1. Забезпечення стійкості стінки суцільної колони.

Для цього повинна задовольнятися умова

$$\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}, \quad (1.10)$$

де $\bar{\lambda}_w = \lambda \sqrt{R_y/E}$ – умовна гнучкість стінки,

$\lambda = l_{ef}/i$ – гнучкість всієї центрально-стиснутої колони;

$\bar{\lambda}_{uw}$ – гранична гнучкість стінки (табл. 8.3 ДБН [1]).

Зокрема, для стінки двотаврового перерізу граничні гнучкості дорівнюють:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2; \quad (1.11)$$

$$\bar{\lambda} > 2,0 \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda} \leq 2,5. \quad (1.12)$$

2. Забезпечення стійкості полиць суцільної центрально-стиснутої колони.

Рекомендації щодо цього вміщені в табл. 8.4 ДБН [1] у формі граничних значень відношення звису полиці b_{ef} до її товщини t_f .

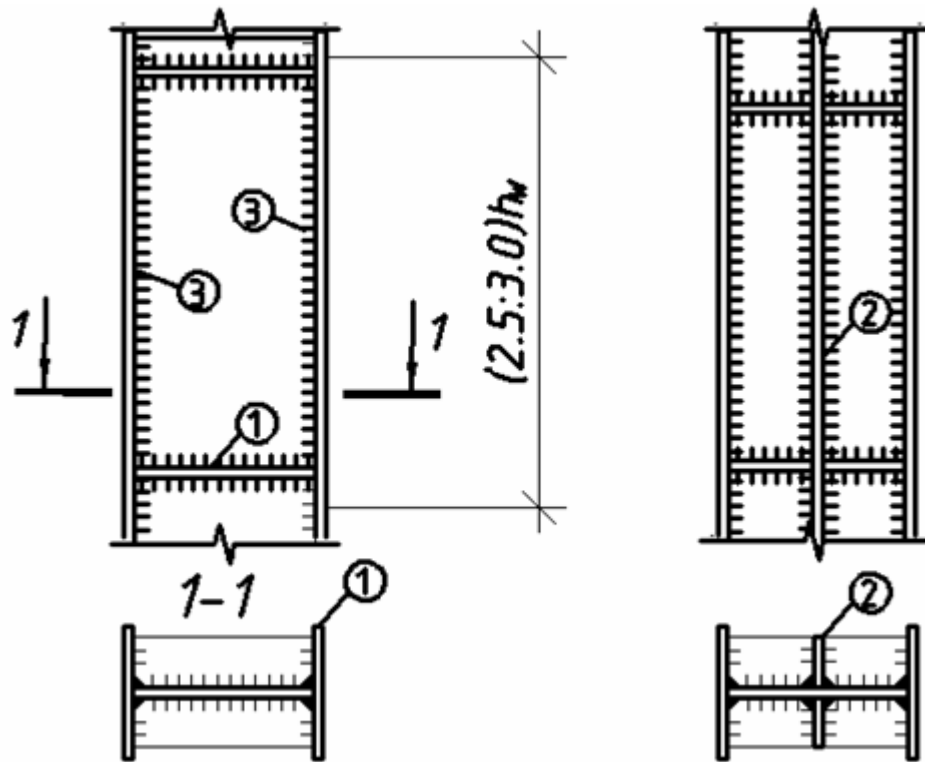


Рис. 1.7. Ребра жорсткості центрально-стиснутої колони [2, 4]: 1 – поперечні ребра; 2 – поздовжнє ребро; 3 – поясні зварні шви

Зокрема, співвідношення для полиць двотаврового перерізу:

$$b_{ef}/t_f \leq (0,36 + 0,10\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}; \quad (1.13)$$

$$b_{ef} = (b_f - t_w)/2. \quad (1.14)$$

3. Ребра жорсткості центрально-стиснутої колони

Стінка центрально-стиснутої колони при умові $h_w/t_w \geq 2,3\sqrt{E/R_y}$ підкріплюється поперечними ребрами з кроком $(2,5\dots 3,0)h_w$ у кількості не менше двох ребер на кожному відправному елементі; розміри ребер – як у складених балках (рис. 1.7, а).

Якщо умова для стінки $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{tw}$ не виконується, у розрахунок водиться зменшений (редуцьований) переріз або стінка додатково підкріплюється поздовжнім ребром (рис. 1.7, б), переріз якого враховується у поперечному перерізі ЦСК.

Поясні шви у перерізах ЦСК (рис. 1.7, поз. 3) можуть виконуватися двосторонніми або односторонніми.

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

2.1. Вплив решітки на роботу наскрізних сталевих центрально-стиснутих колон

У наскрізних колонах відносно вільної осі $y - y$ гілки працюють сумісно, але гнучкість колони відносно цієї осі збільшується внаслідок деформативності решітки, рис. 2.1 [2]. У розрахунок відносно вільної осі вводиться приведена гнучкість $\lambda_{ef} > \lambda_y = l_y / i_y$.

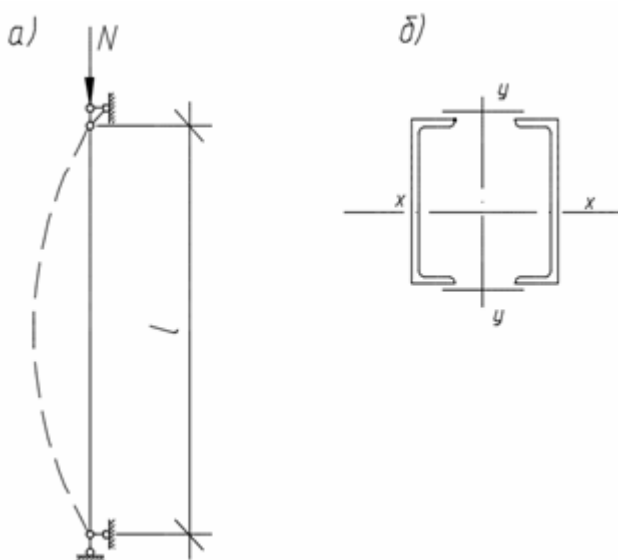


Рис. 2.1. До розрахунку стержня наскрізної центрально-стиснутої колони:
 a – розрахункова схема; b – типовий переріз наскрізної колони

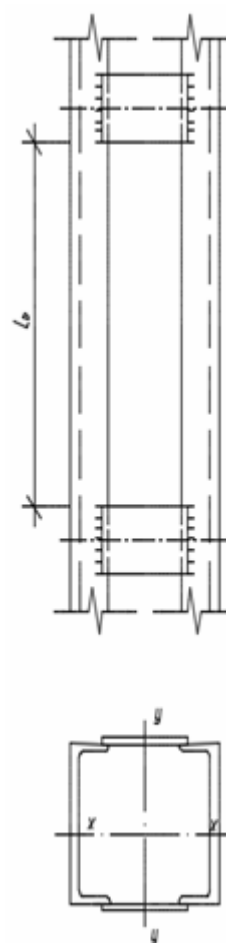


Рис. 2.2. Фрагмент сталевій конструкції центрально-стиснутої колони, виготовленої на планках

1. Приведена гнучкість колони з решіткою на планках (рис. 2.2):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2}, \quad (2.1)$$

де $\lambda_{b1} = l_b/i_{b1} \leq 80$ – гнучкість окремої гілки;

l_b – відстань між планками;

i_{b1} – радіус інерції окремої гілки відносно власної осі 1 – 1.

Параметр n визначається наступним чином:

$$n = \frac{J_{b1}b}{I_s l_b}, \quad (2.2)$$

де I_{b1} – момент інерції окремої гілки відносно власної осі 1 – 1;

I_s – момент інерції планки;

b – відстань між осями гілок.

У попередніх виданнях норм проектування сталевих конструкцій (БніП П-23-81*) приведена гнучкість центрально-стиснутих колон на планках визначалася по більш простішій формулі, яку також можна використовувати у практичних розрахунках:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{b1}^2}. \quad (2.3)$$

2. Приведена гнучкість ЦСК з розкісної решіткою

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}}, \quad (2.4)$$

де A – площа перерізу колони;

A_{d1} – площа перерізу розкосів решітки;

α_1 – коефіцієнт, що залежить від геометрії решітки.

В якості висновку підкреслимо, що **приведена гнучкість наскрізної центрально-стиснутої колони λ_{ef} відносно вільної осі $y-y$ більше звичайної гнучкості λ_y відносно тієї ж осі внаслідок деформативності решітки [2–4].**

2.2. Підбір перерізу наскрізної центрально-стиснутої колони

1). Розрахунок відносно матеріальної осі $x - x$

Цей розрахунок виконується аналогічно розрахунку суцільної колони: підбирається профіль гілок (швелер або двотавр) і з урахуванням його фактичних геометричних характеристик перевіряється стійкість колони

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_x R_y A \gamma_c} \leq 1. \quad (2.5)$$

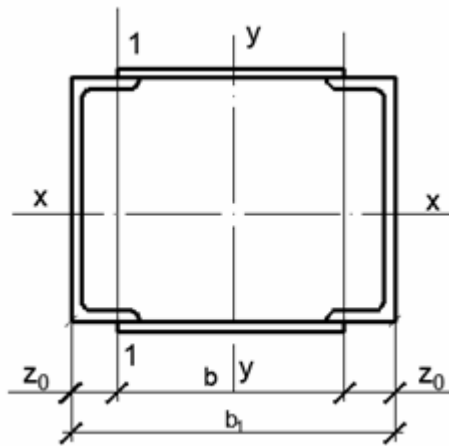


Рис. 2.3. Переріз наскрізної центрально-стиснутої колони [2]

2). Визначення ширини перерізу колони b_1

Розглянемо стійку на планках, для якої умова рівності стійкості має вигляд

$\lambda_x = \lambda_{ef}$. Звідси можна перейти до необхідної ширини перерізу:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{b1}^2} = \lambda_x; \quad (2.6)$$

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2}; \quad (2.7)$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y}; \quad (2.8)$$

$$b_1 = \frac{i_y}{\alpha_2}. \quad (2.9)$$

3). Геометричні характеристики перерізу і перевірка центрально-стиснутої колони відносно вільної осі $y - y$ (рис. 2.3)

- Площа перерізу ЦСК: $A = 2A_{b1}$. (2.10)

- Момент інерції: $I_y = 2 \left[I_{b1} + A_{b1} \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right]$; $b = b_1 - 2z_0$. (2.11)

- Радіус інерції, гнучкість: $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$. (2.12)

- Приведена гнучкість: $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{b1}^2}$. (2.13)

- Умовна приведена гнучкість $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$. (2.14)

- Коефіцієнт стійкості при центральному стиску φ_y – за табл. Ж1 ДБН [1] в залежності від $\bar{\lambda}_{ef}$ і типу B кривої стійкості.

Виконуємо перевірку стійкості наскрізної ЦСК відносно вільної осі $y - y$ за формулою (2.5).

2.3. Визначення зусиль у решітках центрально-стиснутої колони

Решітка наскрізних центрально-стиснутих колон працює на поперечну силу, що виникає як результат згину стержня у критичному стані втрати стійкості (поздовжнього згину) [1–4, 8].

У такому стані в стержні центрально-стиснутих колон з'являється згинальний момент $M = Ny$, де y – прогин стержня, що згинається, в перерізі з координатою x (рис. 2.4).

Критична поперечна сила в стержні:

$$Q_{cr} = \frac{dM}{dx} = N_{cr} \frac{dy}{dx}. \quad (2.15)$$

Опишемо зігнуту вісь стержня півхвилею синусоїди і візьмемо її похідну:

$$y = C \sin \frac{\pi x}{l}; \quad (2.16)$$

$$\frac{dy}{dx} = C \cdot \cos \frac{\pi x}{l} \cdot \frac{\pi}{l}. \quad (2.17)$$

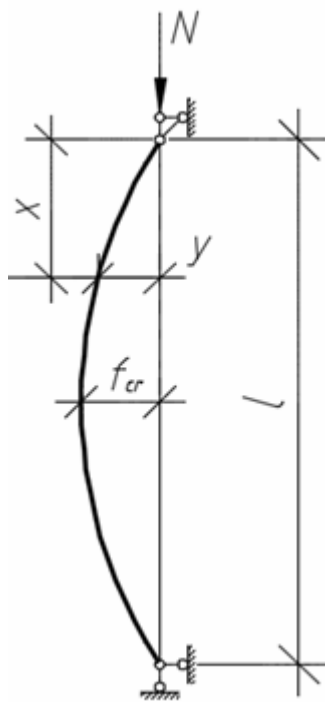


Рис. 2.4. Поздовжній згин центрально-стиснутої колони [2]

Розглянемо переріз на опорі, де $x = 0$, тут $Q_{cr} = \max$; $\cos 0 = 1$.
 Приймаючи множник C рівним найбільшому прогину стержня f_{cr} , маємо для похідної наступний вигляд:

$$\frac{dy}{dx}_{x=0} = f_{cr} \frac{\pi}{l}. \quad (2.18)$$

Враховуючи похідну, одержуємо формулу критичної поперечної сили у стержні центрально-стиснутої колони:

$$Q_{cr} = N_{cr} f_{cr} \frac{\pi}{l} = \sigma_{cr} A f_{cr} \frac{\pi}{l} = \text{const}, \quad (2.19)$$

де A – площа перерізу центрально-стиснутої колони;

σ_{cr} – критичне напруження, що відповідає критичному стану втрати стійкості центрально-стиснутої колони.

Таким чином, критична поперечна сила, постійна для конкретної по всій довжині центрально-стиснутих колон, залежить від її гнучкості (f_{cr} і l), матеріалу (σ_{cr}) і площі перерізу (A).

У будівельних нормах ДБН [1] поперечна сила називається умовною, її рекомендується визначати за формулою:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N_f}{\varphi}, \quad (2.20)$$

де Q_{fic} – умовна поперечна сила, H .

У практичних розрахунках допускається користуватися спрощеними рекомендаціями, що містяться у табл. 2.1.

Таблиця 2.1

**Рекомендації щодо визначення умовної поперечної сили
у центрально-стиснутих колонах**

Розрахунковий опір, МПа	210	260	290	380	440	530
Q_{fic}	0,2А	0,3А	0,4А	0,5А	0,6А	0,7А
<i>Примітки:</i> площа A , $см^2$; поперечна сила Q_{fic} , $кН$						

а)



б)



Рис. 2.12. Приклади центрально-стиснутих колон на планках [2]:

а – стержень центрально-стиснутих колон на планках;

б – центрально-стиснуті колони на планках у конструкції покриття

2.4. Проектування планок центрально-стиснутих колон

Під терміном «*планки*» розуміється безроскісна система з жорсткими вузлами, елементи якої (гілки та планки) працюють на згин та зріз [4].

Відстань між планками (в чистоті) визначається як

$$l_b = \lambda_b i_1. \quad (2.21)$$

Розміри планок:

→ довжина $l_s \cong (0,6 \dots 0,75)b_1$;

→ товщина $t_s = (1/10 \dots 1/15)l_s \cong 16 \dots 10 \text{ мм}$.

→ відстань між осями планок (рис. 2.6): $l = l_b + l_s$.

Умовна поперечна сила, діюча на одну площину планок:

$$Q_s = 0,5Q_{fic}. \quad (2.22)$$

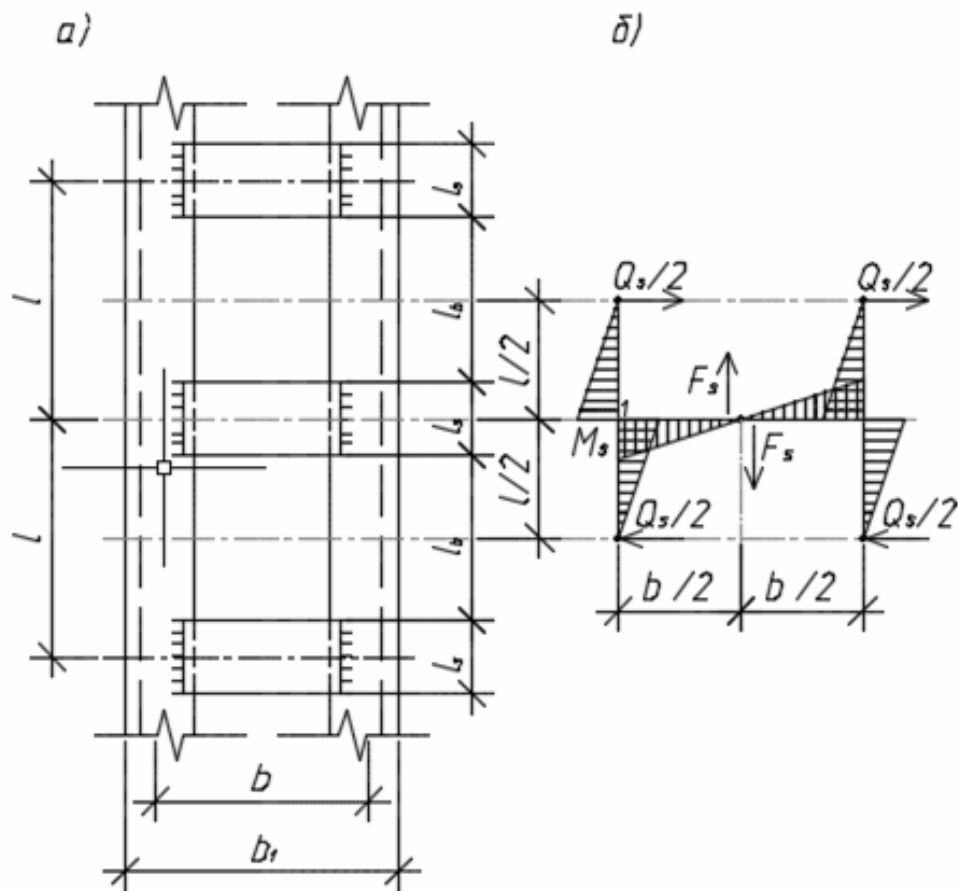


Рис. 2.6. До розрахунку сталевих планок колон [2]: *a* – схема решітки на планках; *b* – розрахункова схема

Оскільки нульові точки епюри згинальних моментів у гілках знаходяться посередині між планками, можна виділити фрагмент решітки (рис. 2.6, б), рівновагу якого забезпечують поперечні сили на гілках $Q_s/2$ і сили F_s , що перерізають планки.

Запишемо умову рівноваги половини фрагмента решітки у точці 1:

$$2 \frac{Q_s}{2} \frac{l}{2} - \frac{F_s b}{2} = 0. \quad (2.23)$$

Звідси знаходимо силу, що перерізає планку

$$F_s = \frac{Q_s l}{b}. \quad (2.25)$$

Момент, що згинає планку, дорівнює (точка 1):

$$M_s = \frac{F_s b}{2} = \frac{Q_s l b}{b 2} = \frac{Q_s l}{2}. \quad (2.26)$$

На цей момент перевіряються планки, що працюють на згин. Зварні шви, що кріплять планки до гілок, сприймають M_s і F_s , тобто вони працюють на сумісну дію згину і зрізу.

Розрахункова площа кутового шва планки (у площині наплавленого металу):

$$A_{wf} = \beta_f k_f (l_s - 2k_f). \quad (2.27)$$

Тут k_f – катет поясного шва; β_f – коефіцієнт, що знаходиться за табл. 16.2 ДБН [1].

Момент опору кутового шва планки:

$$W_{wf} = \frac{\beta_f k_f (l_s - 2k_f)^2}{6}. \quad (2.28)$$

Напруження згину і зрізу зварного шва:

$$\sigma_{wf} = \frac{M_s}{W_{wf}}; \quad (2.29)$$

$$\tau_{wf} = \frac{F_s}{A_{wf}}. \quad (2.30)$$

Перевірка шва на сумісну дію згину і зрізу має наступний вигляд:

$$\sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \gamma_c / \gamma_n, \quad (2.31)$$

де R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу.

2.5. Проектування розкісної решітки центрально-стиснутих колон

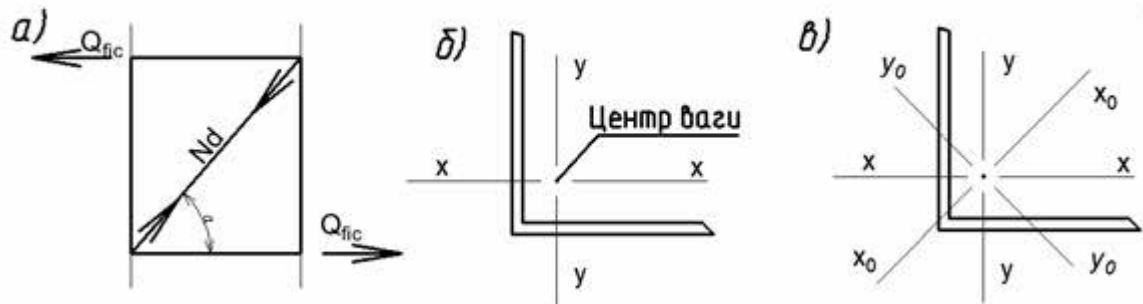


Рис. 2.7. До розрахунку розкісної решітки [2]: а – схема решітки; б – кріплення розкосу; в – осі інерції кутикового профілю

Зусилля у розкосі решітки дорівнює (рис. 2.7, а):

$$N_d = \frac{Q_{fic}}{n \cos \alpha}, \quad (2.32)$$

де n – кількість розкосів в одному перерізі (найчастіше 2).

Перевірка стиснутого розкосу (більш небезпечного):

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_d} = \frac{Q_{fic}}{n \cos \alpha A_d} \leq \varphi R_y \gamma_c / \gamma_n. \quad (2.33)$$

У формулі (2.33) прийнято A_d – площа перерізу розкосу.

Коефіцієнт умов роботи у даному випадку дорівнює $\gamma_c = 0,75$ (табл. 5.1 ДБН [1]) – для стиснутих елементів із одиночних кутиків, що прикріплюються однією полицею, внаслідок ексцентричності кріплення (рис. 2.7, б).

Коефіцієнт стійкості при центровому стиску приймається в залежності від максимальної гнучкості розкосу $\lambda_{\max} = l_d / i_{\min}$, де враховується

мінімальний радіус інерції $i_{\min} = i_{x_0}$ відносно однієї з головних осей інерції (рис. 2.7, в).

2.6. Бази центрально-стиснутих колон (варіант з листовими траверсами)

База передає навантаження від стержня колони на фундамент, її конструкція повинна відповідати поєднанню колони до фундаменту, прийнятому у розрахунку (шарнірне або жорстке) [2, 4 та ін.].

Розрізняють наступні конструкції баз центрально-стиснутих колон :

- а) база з траверсами;
- б) база з фрезерованим торцем);
- в) шарнірна з центрувальною плитою (застосовується рідко).

Далі розглядається найбільш розповсюджена база з листовими траверсами для шарнірного поєднання колони з фундаментом (рис. 2.8, 2.9).

1. Визначення розмірів опорної плити B_{pl} і L_{pl}

Розміри опорної плити визначаються по опору на місцеве зминання бетону під плитою під дією зусилля N . Потрібна площа опорної плити визначається як

$$A_{pl} = \frac{N}{f_{cd,loc}}, \quad (2.34)$$

де $f_{cd,loc}$ – розрахунковий опір бетону фундаменту при місцевому стиску (зминанні), що визначається за формулою

$$f_{cd,loc} = f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3f_{cd}, \quad (2.35)$$

де f_{cd} – розрахунковий опір бетону стиску;

A_{c0} – площа навантаження (площа опорної плити);

A_{c1} – максимальна розрахункова площа розподілу тиску.

Як видно з наведеної формули, міцність бетону фундаменту під плитою, тобто міцність на зминання значно перевищує міцність бетону на

стиск. Це явище пояснюється утримуючим впливом бетону ненавантаженої частини (бетонної обойми).

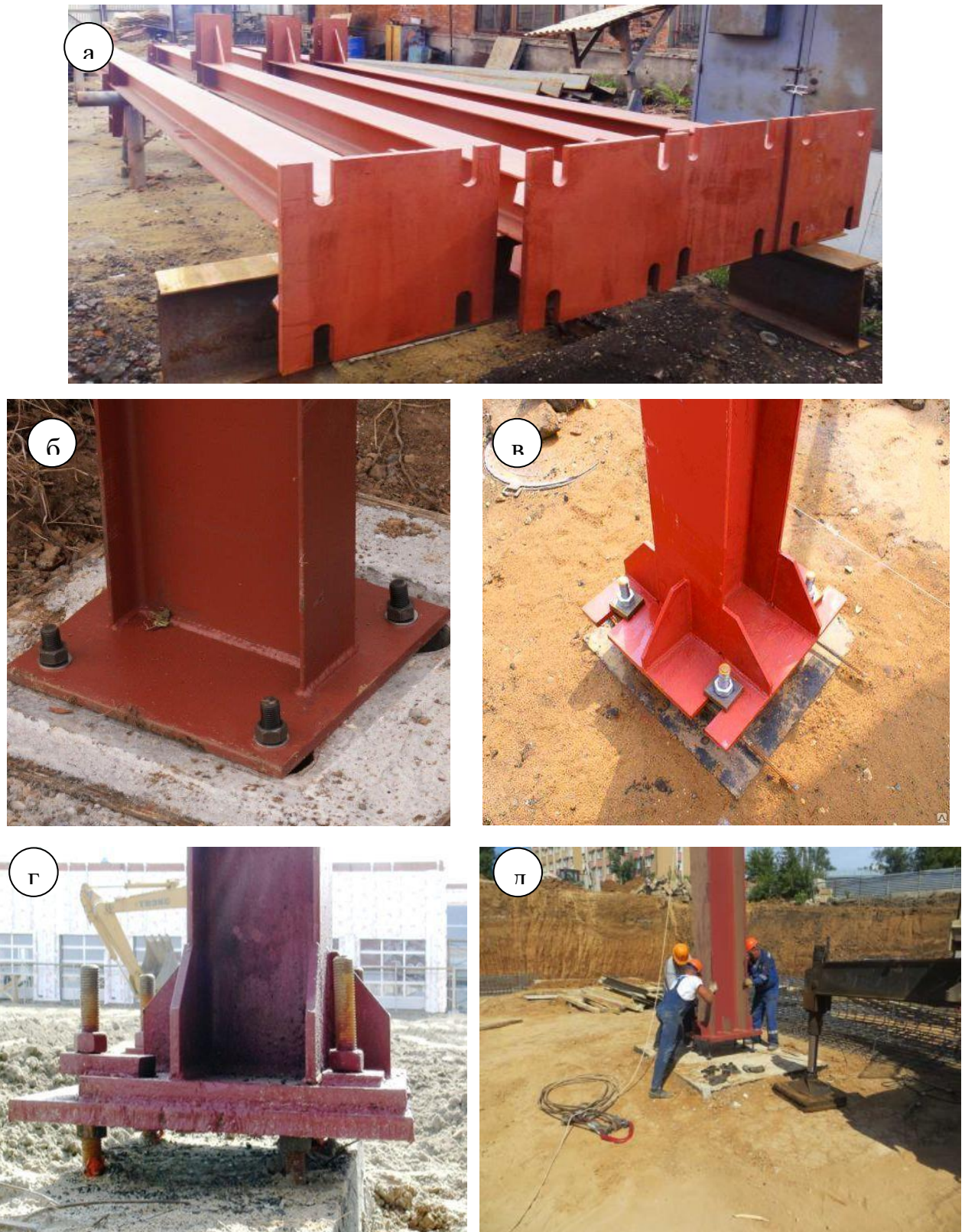


Рис. 2.15. Базы центрально-стиснутых колон [2]: *а* – виготовлені колони; *б* – база без траверс; *в* – база з траверсами; *г* – центрально-стиснута колона, встановлена на фундамент; *д* – монтаж центрально-стиснутих колон

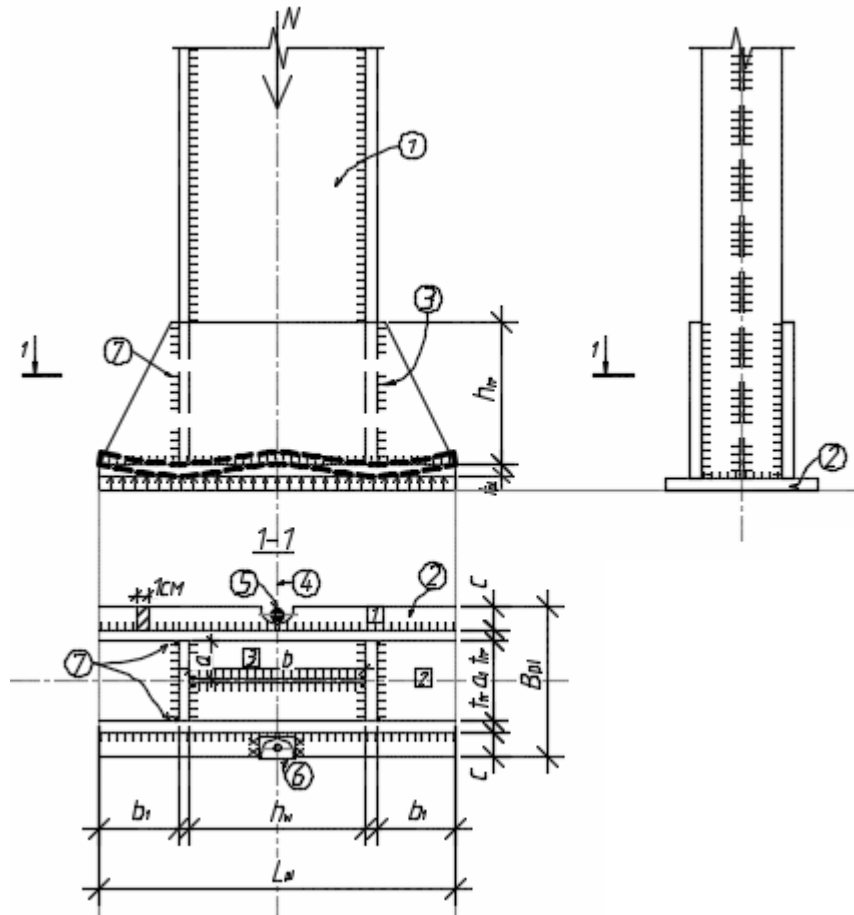


Рис. 2.16. База конструкції сталевій колони з листовими траверсами [2–4]: 1– стержень колони (суцільний, складений); 2 – опорна плита; 3 – траверси (листові); 4 – осі анкерних болтів; 5 – прорізи у плиті для встановлення анкерних болтів; 6 – анкерна шайба; 7 – зварні шви, що кріплять траверси до колони

Ширина опорної плити приймається конструктивно (рис. 2.6):

$$B_{pl} = a_1 + 2t_{tr} + 2c; \quad (2.36)$$

$$t_{tr} = 12 \dots 14 \text{ мм};$$

$$c = 50 \dots 100 \text{ мм}.$$

Довжина опорної плити визначається відповідно

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}}. \quad (2.37)$$

Після округлення розмірів B_{pl} і L_{pl} уточнюється тиск плити на фундамент:

$$\sigma_b = q = \frac{N}{B_{pl} L_{pl}} \leq f_{cd,loc}. \quad (2.38)$$

2. Визначення товщини опорної плити

Плита розраховується на згин як пластина, завантажена знизу тиском q і оперта на елементи стержня колони, траверси, ребра. Плита поділяється на ділянки, що відрізняються типом спирання (защемлення) сторін (рис. 2.6).

Ділянка 1 – консольна, для якої виділяється смужка шириною 1 см і визначається згинальний момент:

$$M_1 = \frac{qc^2}{2}. \quad (2.39)$$

Ділянка 2 – оперта (защемлена) з 3-х сторін, момент в ній дорівнює:

$$M_2 = \beta qa_1^2, \quad (2.40)$$

де a_1 – довжина вільної сторони ділянки;

β – коефіцієнт, що визначається за таблицями акад. Б.Г. Гальоркіна в залежності від відношення сторін ділянки b_1/a_1 .

Ділянка 3 – защемлена по контуру, момент дорівнює

$$M_3 = \alpha \cdot q \cdot a^2, \quad (2.41)$$

де a – довжина коротшої сторони ділянки; α – коефіцієнт за тими ж таблицям в залежності від відношення довжин сторін b/a .

З визначених значень моментів вибирається максимальний і визначається необхідна товщина опорної плити:

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{6M_{\max} \gamma_n}{R_y \gamma_c}} \leq 40 \text{ мм}. \quad (2.42)$$

Якщо розрахована товщина плити переважає 40 мм, пов'язану з можливостями прокатки листового металу, конструкція бази доповнюється додатковими ребрами.

3. Висота траверси h_r

Висота траверси визначається з умови розміщення зварних швів, що передають зусилля N зі стержня колони на траверси (рис. 2.6, поз. 7).

$$h_{tr} = \frac{\sum l_w}{4} + 10 \text{ мм} = \frac{N\gamma_n}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм}. \quad (2.43)$$

У необхідних випадках розраховуються траверси на згин і зварні кріплення ребер і діафрагм.

2.7. Особливості проєктування сполучення центрально-стиснутих колон з балками. Оголовки сталевих центрально-стиснутих колон

У будівлях та спорудах центрально-стиснуті колони входять у достатньо складні конструктивні системи (рис. 2.10, а-г) [2-4, 7, 13].

У простих варіантах спирання балок на центрально-стиснуті колони, їхні верхні частини виконуються у вигляді оголовоків. Призначення оголовка центрально-стиснутих колон – забезпечити передачу зусилля від вище розміщених балок на колону. При цьому спирання балок на колону може бути вільним (шарнірним) або жорстким.

Товщина вертикального ребра оголовка (поз. 2) визначається із умови опору зминанню ребра під повним опорним тиском N :

$$t_r \geq \frac{N\gamma_n}{l_p R_p \gamma_c}, \quad (2.44)$$

де R_p – розрахунковий опір сталі на зминання торцевої поверхні (при наявності підгонки); l_p – довжина поверхні зминання ребра:

$$l_p = b_{sa} + 2t_{pl}, \quad (2.45)$$

де b_{sa} – ширина опорного ребра балки; t_{pl} – товщина опорної плити оголовка (поз. 1).

Довжина вертикального ребра оголовка (поз. 2) визначається із умови розміщення зварних швів, що передають навантаження на стержень колони (4 шви):

$$l_r = \frac{\sum l_w}{4} + 10 \text{ мм} = \frac{1,2N\gamma_n}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм}. \quad (2.46)$$

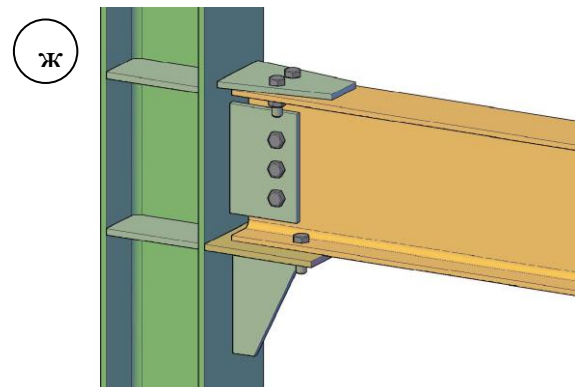
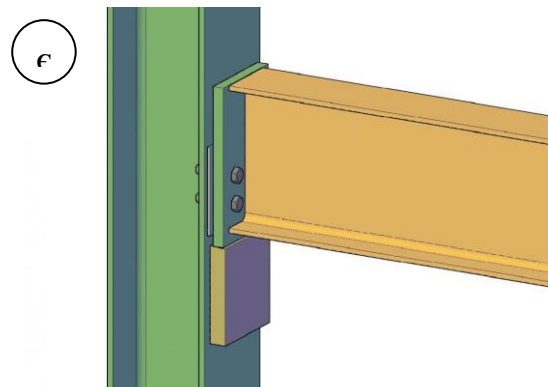
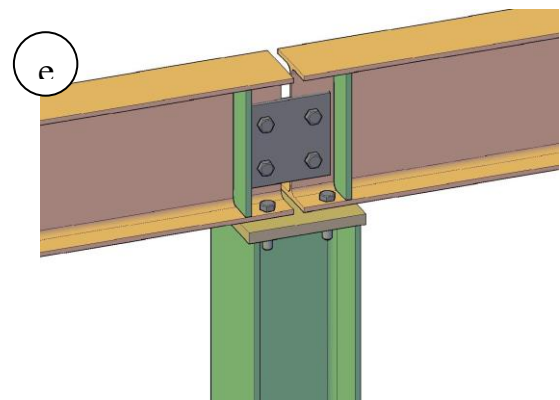
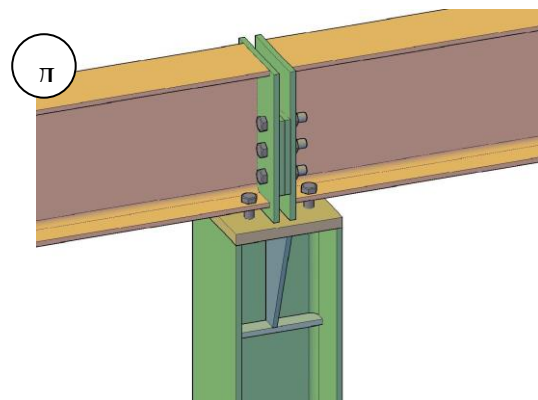
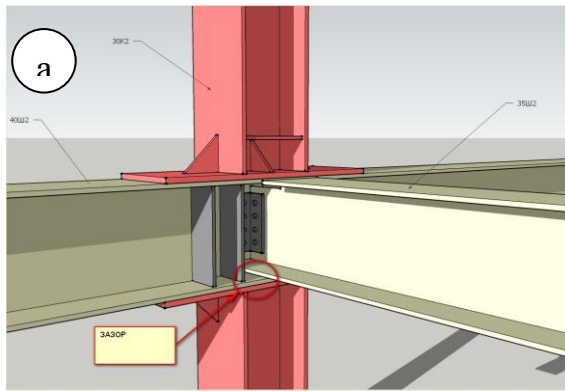


Рис. 2.10. Сполучення центрально-стиснутих колон з балками [2]:

a, б – зварне з'єднання; *в, г* – болтове з'єднання; *д* – спирання балок зверху (1 варіант); *е* – спирання балок зверху (2 варіант); *є, ж* – спирання балок збоку (3 варіант)

Варіант 1. Оголовок з вільним спиранням балок зверху

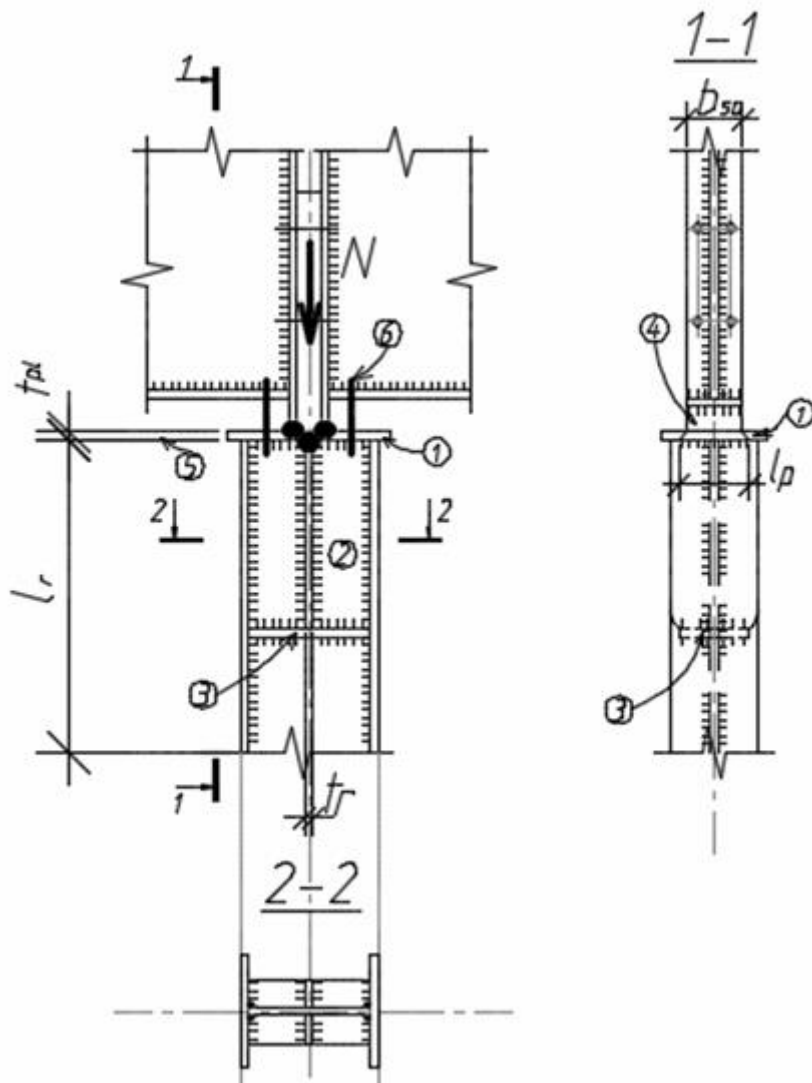


Рис. 2.11. Конструкція оголовка із спиранням балок зверху (рис. 2.10, д)
[2–4]: 1 – опорна плита оголовка ($t_{pl} = 20...25$ мм); 2 – ребра, що підпирають плиту і передають навантаження на стержень колони; 3 – горизонтальні ребра для підвищення жорсткості ребер (поз. 2) і забезпечення місцевої стійкості стінки колони; 4 – стругані торці опорних ребер; 5 – фрезерований торець колони; 6 – болти, що фіксують балки (ставляться конструктивно)

Множник 1,2 враховує можливе ексцентричне спирання балок на колону.

Варіант 2. Оголовок з вільним спиранням балок зверху (зі зміщеними опорними ребрами балок)

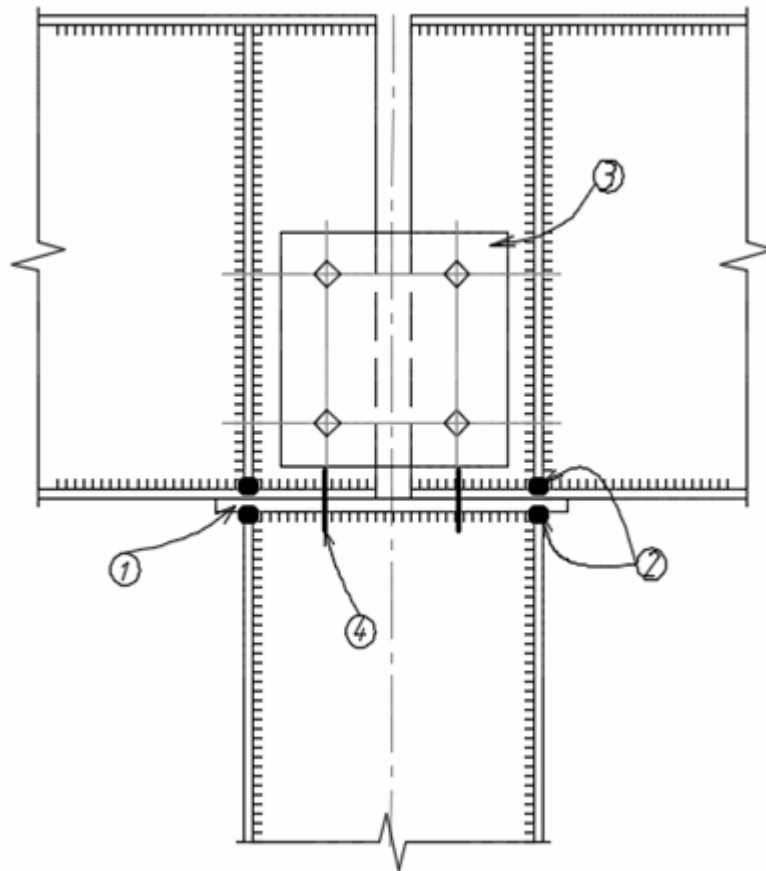


Рис. 2.12. Оголовок зі зміщеними опорними ребрами (рис. 2.10, e):

1 – опорна плита оголовка; 2 – стругані торці; 3 – з’єднальна накладка на болтах (ставляться конструктивно); 4 – болти, що фіксують балки

Основний несучий елемент вузла – опорний столик (поз. 1). Товщина столика $t_r = t_{sa} + 10 \dots 20$ мм; t_{sa} – товщина опорного ребра балки.

Довжина опорного столика визначається із умови розміщення зварних швів, що передають навантаження від балок R_{on} на колону:

$$l_r = \frac{\sum l_w}{2} + 10 \text{ мм} = \frac{1,3 R_{on} \gamma_n}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм}.$$

Множник 1,3 враховує можливе ексцентричне спирання балок на опорний столик.

Варіант 3. Оголовок зі спиранням балок збоку (рис. 2.10, є, ж)

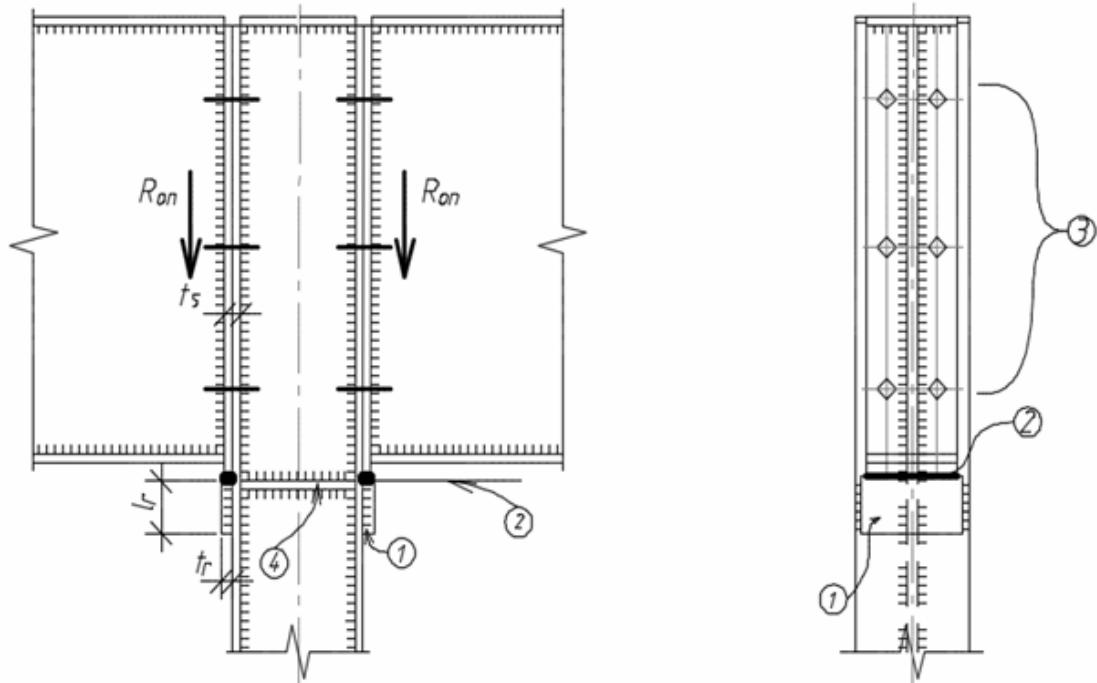


Рис. 2.13. Оголовок з боковим спиранням балок [2–4]:

1 – опорний столик; 2 – стругані торці; болти, що фіксують балки (ставляться конструктивно); ребро, що підсилює стінку балки

2.8. Деякі приклади колон із легких сталевих тонкостінних конструкцій

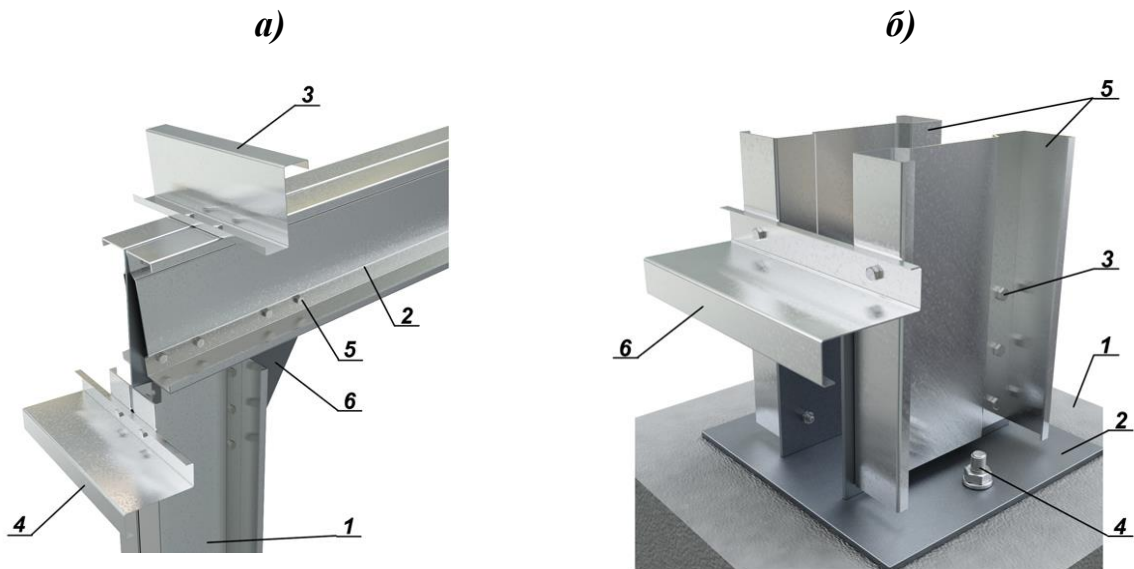


Рис. 2.14. Вузли колони із ЛСТК [2]: а – карнизний вузол; б – опорний вузол

3. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Вихідні дані для проектування

Ділянка під будівництво розташована поблизу села Олешня в Ріпкинському районі Чернігівської області України. Рельєф ділянки спокійний.

Коефіцієнт надійності земляних споруд (γ_n) призначається за нормами для відповідних видів земляних споруд, але не менше значення $\gamma_n = 1,15$.

Для всіх точок заснування земляної споруди забезпечуватиметься умова міцності.

Стійкість ґрунтових масивів забезпечена на час будівництва (виконання робіт) та на весь період експлуатації споруди.

Основою під фундаменти служить ґрунт – міцний супісок з наступними нормативними характеристиками:

$$\varphi_1 = 21,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$c_1 = 31 \text{ МПа};$$

$$Y = 27^\circ;$$

$$E = 19 \text{ МПа}.$$

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів для Ріпкинському районі, за даними ДБН В.2.1–10–2018 [21] складає:

→ суглинків - 1,05 м;

→ супісків, пісків дрібних - 1,28 м;

→ пісків гравілістих, середніх - 1,37 м.

Кліматична характеристика району будівництва:

У будівельній техніці виконання будівельних робіт при температурах зовнішнього повітря нижче 5°C прийнято вважати такими, що виробляються в зимових умовах, а вище 35°C та відносної вологості повітря менше 30% – в умовах жаркого та сухого клімату. Звичайні чи нормальні умови виконання будівельних робіт обмежуються температурами зовнішнього повітря (довкілля) не більше $5...35^\circ\text{C}$.

Крім того, температура повітря протягом доби зазнає значних змін. Величини середніх добових амплітуд температури повітря розподіляються нерівномірно за часом та територією.

У холодний період ці амплітуди становлять 7...10°C, а теплий – 12...21°C, причому протягом року вони неоднакові. Мінімальні значення спостерігаються у грудні, тобто у період найменшого припливу сонячної енергії. На середину літа амплітуди поступово зростають, а до зими знову починають зменшуватися.

У холодну пору року (листопад–лютий) вони не перевищують 7...12°C, починаючи з березня різко зростають, досягаючи -20...-25°C. Особливо великі їх значення відзначаються у березні, квітні та травні. Організація будівництва повинна враховувати кліматичні умови, які поділяються на кліматичні райони.

Вітровий район – II, швидкісний тиск вітру 45 кгс/м²;

Сніговий район – VI навантаження 180 кгс/м²;

Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря - 25 ° C;

Розрахункова температура зовнішнього повітря для теплого періоду року +21,6 °C.

Характеристика об'єкта:

Рівень нормального рівня відповідальності об'єктів СС2, що мають важливе народногосподарське та (або) соціальне значення, такі, як об'єкти промислового, сільськогосподарського, житлово-цивільного призначення та об'єкти зв'язку [14].

Будівля складається з різноманітних конструктивних елементів, що мають різну вогнестійкість. Здатність будівлі в цілому чинити опір руйнуванню в умовах пожежі характеризується ступенем вогнестійкості. Ступінь вогнестійкості – класифікаційна характеристика об'єкта, що визначається показниками вогнестійкості та пожежної небезпеки будівельних конструкцій. Ступінь вогнестійкості конферми – Va.

3.2. Проектування генплану та благоустрою забудови

Генплан розроблено на топогеодезичній основі масштабу 1:500, виконаний у 2024 році.

Майданчик для будівництва розташований на території існуючої конєферми поблизу села Олешня.

Рельєф ділянки рівнинний із невеликим перепадом висот. Повеневими водами не затоплюється.

Під'їзд до конєферми запроектований від асфальтованої дороги і передбачений шириною 4,5м і по 1,0м узбіччя. Внутрішньомайданні проїзди виконані з урахуванням забезпечення зручного зв'язку між будинками та з урахуванням протипожежного обслуговування [27].

Поперечний профіль під'їзних доріг до ферми, доріг проїздів та майданчиків – односхилий.

Організацію рельєфу виконано з урахуванням природних умов, будівельних вимог, умов організації поверхневого стоку та розташування транспортних шляхів.

Відведення поверхневих вод із території проектується комбінованим способом. Чиста вода відводиться в знижене місце на існуючий рельєф, брудна – у дощеприймачі, а потім у збирання жижу.

Проектні ухили під'їзних доріг до ферми прийняті від 5 до 22 ‰, проїздів та майданчиків – від 5 до 11 ‰.

Перед проведенням вертикального планування території передбачається зрізання рослинного ґрунту відповідно до інженерно-геологічних досліджень товщиною 0,30м.

Зрізаний ґрунт переміщається за межі будівельного майданчика до кагатів.

Зайвий рослинний ґрунт передбачено використовувати для підвищення родючості малопродуктивних земель.

Для забезпечення нормальних санітарно-технічних умов передбачаються заходи щодо благоустрою та озеленення.

Проїзди та майданчики проектуються з асфальтобетонним покриттям та піщано-гравійними узбіччями, пішохідна доріжка – піщаний асфальтобетон, покриття піддоків – цементно-бетонне.

Вільні від забудови та дорожнього покриття ділянки озеленяються шляхом влаштування газонів та посадкою декоративних дерев.

Перенесення проекту в природу здійснюється відповідно до креслення.

Роза вітрів розроблена на підставі кліматичних даних у зимовий та літній час з урахуванням швидкості вітру для Чернігівської області, оскільки він є найбільш близьким до проєктованої ділянки.

Техніко-економічні показники генплану:

1. Загальна площа генплану – 1,5308га;
2. Площа забудови – 0,4303га;
3. Площа доріг та майданчиків – 0,6765га;
4. Площа озеленення – 0,424га;
5. Коефіцієнт забудови – 28%.

3.3. Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення

У КРМ «Проектування конєферми на 60 голів у Чернігівській області» передбачено будівництво підприємства, призначеного для відтворення та вирощування племінних коней. Проєктним рішенням прийнято блокування будівель основного, підсобного та допоміжного призначення.

У плані будівля Е-подібна з розмірами в осях 81.000×56.000, одноповерхова висотою 7,340 м у першому блоці та висотою 5,015 м у другому, третьому та четвертому блоках, без підвалу. Навколо будівлі виконано асфальтобетонне вимощення. Проєктними рішеннями передбачається влаштування 4-х виробничо-господарських блоків.

У блоці №1 (в осях 1-16, Е-Г) передбачено пристрій манежу для тренінгу молодняку (розмірами 60×20 м), манежу для злучки кобил, приміщень ветеринарного призначення, підсобних, складських, побутових та

адміністративних приміщень. У цьому ж блоці передбачено розміщення 10 денників для утримання жеребців.

У блоці №2 (в осях 1–3, А–Г) передбачено влаштування денників для молодняку.

У блоці №3 (в осях 6-8, В–Г) передбачено пристрій 4 секцій для утримання молодняку від відлучення до 1,5 років.

У блоці №4 (розташовується в осях 13–16, Б–Г) передбачено влаштування денників для утримання кобил з лошатами.

У кожному блоці плануються фуражні та приміщення для підстилки.

На території конєферми передбачено майданчик для короткочасного зберігання гною, навіс для сіна, піддоки для вигулу коней.

При проектуванні даної конєферми передбачено доцільність блокування будівель та споруд основного [17, 20], підсобного, складського та допоміжного призначення та не суперечить умовам технологічного процесу, техніки безпеки, санітарним та протипожежним нормам [27].

Оздоблення всередині приміщень залежить від призначення приміщень. У денниках для утримання коней та допоміжних приміщеннях передбачені бетонні підлоги та вапняне фарбування стін.

В офісних та адміністративно-побутових приміщеннях запроектовані гіпсокартонні підвісні стелі, стіни пофарбовані акриловою фарбою для внутрішніх робіт, підлога виконана з керамічної плитки з шорсткою поверхнею. У санітарних вузлах, душових, кімнатах прибирального інвентарю стіни облицьовані керамічною глазурованою плиткою, підлога так само виконана з керамічної плитки з шорсткою поверхнею. У мокрих приміщеннях передбачена гідроізоляція підлог приміщень.

До складу приміщень входять денники для молодняку у тренінгу, секції для утримання молодняку від відлучення до 1,5 років, денники для утримання кобил з лошатами та інші підсобні приміщення. Підлога в цих приміщеннях бетонна, стіни мають вапняне фарбування.

Вікна у всій будівлі запроектовані дерев'яні спареної конструкції з двома рядами скління, двері та ворота також дерев'яні глухі, а також протипожежні.

Покрівля виконана з «сендвіч» – панелей СП «Ізобуд». Стіни виконані з газосилікатних блоків (у другому, третьому та четвертому блоках) і так само з «сендвіч» – панелей СП «Ізобуд» (у першому блоці).

Конструктивну схему вирішено з несучим неповним каркасом зі спиранням ферм на несучі елементи.

Міцність та стійкість будівлі забезпечується спільною роботою колон, ферм, несучих стін та прогонів.

Фундаменти – стрічкові за серією Б. 012.1-1-99 та монолітні стовпчасті. Глибина закладання фундаментів 2,15м. Ширина плит стрічкового фундаменту призначена за розрахунком: 600мм. Розміри підшви стовпчастих фундаментів призначено згідно розрахунку 1150×1400мм, 1100×1100мм, 1000×1000мм.

Вертикальна гідроізоляція – обклеювальна, виконана з 4-х шарів Г-ПХ-БЕ-ПП/ПП-3.0. Горизонтальну гідроізоляцію – вище за планувальні позначки землі на відм. -0.300 виконати із шару цементно-піщаного розчину складу 1:3 товщиною шару 30мм.

Зовнішні стіни виконати з блоків газосилікатних марок 288×400×588-2,5-600-35-3 - 400мм та «сендвіч»-панелей з мінераловатним утеплювачем. Всі деталі, що зміцнюються на зовнішніх стінах, слід давати ухил від стіни, щоб вода, що стікає з них, не потрапляла на фасад. Цоколь виконаний висотою 300мм із керамзитобетону В3,5 D800. У кутах та місцях сполучення стін укладаються сітки з арматури Ø6 А240С за ДСТУ 3760:2019 [16]. Стіни та цоколь оштукатурюється цементно-вапняним розчином М100.

Перегородки влаштовуються цегляні із цегли керамічної марки КРО-100/35 на цементно-вапняному розчині М25.

Над віконними та дверними отворами укладаються перемички за серією 1.038.1-1.

Перекрыття котельні виконується із залізобетонних плит ПК за серією 1.141-1 вип.60. Плити анкеряться анкерами А-1 з арматури Ø10 А400С за ДСТУ 3760:2019 [16]. У приміщеннях категорії В-4, Г-2 виконано згідно з ДБН В.1.1–7:2016 [27] з межею вогнестійкості 45хвилин.

Для встановлення металодерев'яних ферм ФМД 12-900-А1 за серією Б1.063.9-2 влаштовується монолітний пояс із важкого бетону С12/15 з каркасом з арматури Ø12 А400С за ДСТУ 3760:2019 [16] та закладними деталями для кріплення 0 8 82-70*. По верх ферм встановлюються прогони зі швелера 200×100×6 з кроком 2650мм. Оскільки верхній пояс ферми дерев'яний, то передбачається встановлення закладних деталей зі смуги з прокладкою між верхнім поясом ферми та смугою шару азбестового картону за розмірами 150×150мм.

Покриття покрівлі виконується з сендвіч-панелей з мінераловатним утеплювачем у відповідності до [17].

Влаштування ганків та пандусів з важкого бетону С8/10. Покриття майданчика ганку з бетону С12/15.

Пристрій козирків: ферми та решетування виконуються з труби 40×40×; покриття – металочерепиця тип "Монтерей"; стійки - труба 80×80×5.

Проект розроблено відповідно до вимог ДБН В.2.2- 1-95 [13] «Будинки і споруди. Будівлі і споруди для тваринництва»

Конструктивна схема складається з несучих неповних каркасів зі спиранням сталевих ферм на несучі елементи [4].

Міцність та стійкість будівлі забезпечується спільною роботою колон, ферм, несучих стін та прогонів. Перекрыття котельні виконується із залізобетонних плит. Покриття покрівлі виконується з сендвіч-панелей з мінераловатним утеплювачем за [17].

Номенклатура робіт охоплює весь комплекс робіт із будівництва об'єкта [25]. Усі роботи групуємо за укрупненими циклами підготовки основи: будову залізобетонних фундаментів; укладання фундаментних балок; будову монолітного цоколя з керамзитобетону; встановлення заставних

деталей; кладка стін з легкобетонного каміння; кладка стін внутрішніх з цегли керамічної; гідроізоляція стін; влаштування залізобетонних поясів; встановлення заставних деталей; укладання залізобетонних перемичок; встановлення віконних дерев'яних блоків, а також дверних блоків; герметизація примикання віконних та дверних блоків; встановлення підвіконних дощок; встановлення панелей перекриття; будову перекриттів по сталевих балках; монтаж ферм; монтаж покрівлі з профільованих листів; утеплення перекриттів та покриттів мінераловатними плитами; встановлення водостічних труб для даху з листів профільованих; будовобетонних підлог з плитки на клею по цементній стяжці; будову ганків, пандусів, вимощення; вентиляція, кондиціонування, опалення, пожежна сигналізація, водопостачання та каналізація, електромонтажні роботи, монтаж технологічного обладнання, внутрішні мережі зв'язку.

Оздоблювальні внутрішні роботи є комплексом штукатурних і малярних робіт, а також облицювальних робіт [24]. Стеля виконується однорівневим підвісним із гіпсокартонних листів. Зовнішні роботи є комплексом штукатурних робіт з влаштуванням відливів з оцинкованої сталі.

4. РОЗРАХУНОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

4.1. Розрахунок прогонів покриття

Розрахункова схема прогону представлена рис. 4.1.

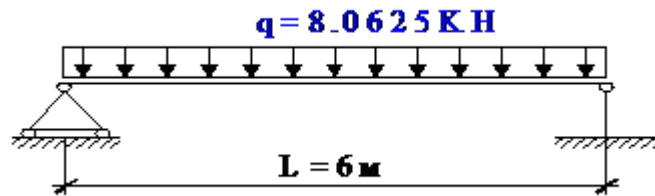


Рис.4.1. Розрахункова схема прогону

Таблиця 4.1

Збір навантажень на 1 м^2 покриття для розрахунку прогонів

Найменування навантаження	Од. вим.	Норма- тивне наван- таження	Коеф. надійності за наванта- женням	Розрахункове навантаження
Постійні:				
1. Верхній профнастил	$\text{кг}/\text{м}^2$	10	1,05	10,5
2. Вітрозахисна плівка	$\text{кг}/\text{м}^2$	3	1,2	3,6
3. Мін.вата товщ. 120мм $\gamma=125\text{кг}/\text{м}^3$	$\text{кг}/\text{м}^2$	15	1,2	18
4. Нижній профнастил	$\text{кг}/\text{м}^2$	10	1,05	10,5
5. Пароізоляція з поліетиленової плівки	$\text{кг}/\text{м}^2$	2	1,2	2,4
Разом:	$\text{кг}/\text{м}^2$	37		45
Короткочасні навантаження:				
6. Корисне	$\text{кг}/\text{м}^2$	75	1,3	97,5
7. Сніг	$\text{кг}/\text{м}^2$	120	1,5	180
Разом:	$\text{кг}/\text{м}^2$	195		277,5
Всього:	$\text{кг}/\text{м}^2$	232		322,5
	$\text{кН}/\text{м}^2$	2,32		3,225

Вантажна площа: $2,5 \times 1 = 2,5\text{ м}^2$, отже розрахункове навантаження на 1 м.п. прогону складе:

$$q = 2,5 \times 322,5 = 806,25\text{ кг}/\text{м} = 8,0625\text{ кН}/\text{м.}$$

Нормативне навантаження на 1 м. прогону складе:

$$Q_n = 2,5 \cdot 232 = 580 \text{ кг/м} = 5,8 \text{ кН/м}.$$

Розрахунок балок виконують за двома групами граничних станів. За першим граничним станом ведуть розрахунок на міцність, а за другим – граничним станом роблять розрахунок за деформаціями [12].

Розрахунок міцності полягає в обмеженні напруження, що виникають у балці при її роботі.

Нормальні напруження перевіряються за формулою [1]:

$$\sigma = \frac{M}{W_{n,\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.1)$$

де M – згинальний момент, що діє в розрахунковому перерізі;

$W_{n,\min}$ – мінімальний момент опору нетто. За відсутності послаблень у розрахованому перерізі момент опору нетто дорівнює моменту опору бруто, $W_{n,\min} = W_x$;

R_y – розрахунковий опір сталі, взятий за межею плинності;

γ_c – коефіцієнт умови роботи.

Звідки слідує:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} \quad (4.2)$$

Згинальний момент від розрахункових навантажень:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{806,25 \times 6^2}{8} = 3638 \text{ кг} \cdot \text{м} = 36,28 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (4.3)$$

Згинальний момент від дії нормативних навантажень:

$$M = \frac{q_n \cdot l^2}{8} = \frac{580 \times 6^2}{8} = 2610 \text{ кг} \cdot \text{м} = 26,1 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (4.4)$$

Необхідний момент опору за умови міцності буде дорівнювати:

$$W_{mp} \geq \frac{362800}{2350 \times 0,9} = 171,5 \text{ см}^3.$$

Необхідний момент інерції перерізу за умови жорсткості:

$$I = \frac{5}{384} \times \frac{q_n \cdot l_{ef}^3}{E \times \frac{1}{f}} = \frac{5 \cdot 5,8 \cdot 600^3 \cdot 200}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^6} = 1584 \text{ см}^4. \quad (4.5)$$

Тому підбираємо трубу 180×100×8 [4]

$I_x=1598\text{см}^4$; $W_x= 177,6 \text{ см}^3$; $A = 40,04 \text{ см}^2$ і масою 1м.п. – 31,43 кг.

Дотичні напруження перевіряють за формулою:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (4.6)$$

де Q – поперечна сила, що діє в розрахунковому перерізі;

S_x – статичний момент інерції щодо осі $x-x$;

I_x – момент інерції перерізу щодо осі $x-x$;

t – товщина стінки;

R_s – розрахунковий опір зсуву, $R_s = 0,58R_y$.

$$Q = \frac{q \times l}{2} = \frac{806,25 \times 6}{2} = 2419 \text{ кг} = 24,19 \text{ кН}. \quad (4.7)$$

$$S_x = A \times \frac{h}{2} = 40,04 \times 9 = 360,4 \text{ см}^4. \quad (4.8)$$

$$R_s = 0,58 \cdot 2350 = 1363 \text{ кг/см}^2 = 13,63 \text{ кН/см}^2.$$

$$\tau = \frac{2419 \times 360,4}{1598 \times 0,8} = 682 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \leq 1363 \times 0,9 = 1226,7 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 12,267 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Умова виконується, отже, підібраний переріз підходить і приймається для подальшого проектування.

4.2. Розрахунок сталеві ферми покриття

Збір навантажень на ферму зводимо до таблиці 4.2.

Вузлове навантаження (короткочасне):

$$P = 277,5 \cdot 2,5 \cdot 6 = 4163 \text{ кг} = 41,63 \text{ кН}.$$

Вузлове навантаження (постійне):

$$P = 71,3 \cdot 2,5 \cdot 6 = 1069 \text{ кг} = 10,69 \text{ кН}.$$

Вузлове навантаження:

$$P = 348,8 \cdot 2,5 \cdot 6 = 5232 \text{ кг},$$

зокрема короточасні навантаження.

Таблиця 4.2.

Збір навантажень на сталеву ферму покриття

Найменування навантаження	Од. вим.	Норма-тивне навантаження	Коеф. надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження
1	2	3	4	5
Постійні:				
1. Верхній профнастил	кг/м ²	10	1,05	10,5
2. Вітрозахисна плівка	кг/м ²	3	1,2	3,6
3. Мін.вата товщ. 120мм γ=125кг/м ³	кг/м ²	15	1,2	18
4. Нижній профнастил	кг/м ²	10	1,05	10,5
5. Пароізоляція з поліетиленової плівки	кг/м ²	2	1,2	2,4
6. Власна вага металоконструкцій (ферми, прогони, зв'язки)	кг/м ²	25,0	1,05	26,3
Разом:	кг/м ²	65		71,3
Короточасні навантаження:				
7. Корисна	кг/м ²	75	1,3	97,5
8. Сніг	кг/м ²	120	1,5	180
Разом:	кг/м ²	195		277,5
Всього:	кг/м ²	260		3248,8
	кН/м ²	2,6		32,488

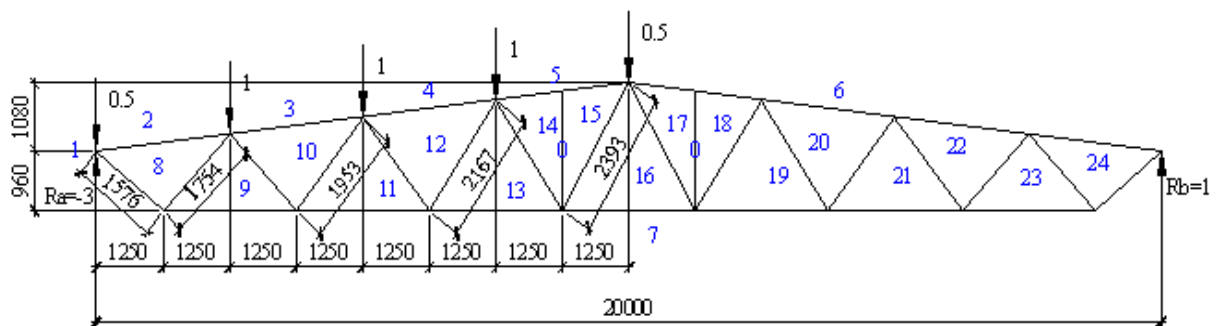


Рис. 4.2. Геометрична схема ферми покриття

Розрахунок ведемо на одиничне вузлове навантаження половині ферми, потім за принципом незалежності дії зусиль визначаємо розрахункові зусилля в стрижнях ферми. Розрахунок зводимо до таблиці 4.3.

Визначаємо опорні реакції:

$$\sum M_a = 0.$$

Звідси знаходимо:

$$R_b = \frac{2,5 \times 1 + 5 \times 1 + 7,5 \times 1 + 10 \times 0,5}{20} = 1.$$

$$\sum R_y = 0.$$

Звідси знаходимо:

$$R_a = -(1 + 1 + 1 + 0,5 + 0,5) + 1 = -3.$$

Діаграма Максвелла-Кремони визначення зусилля в елементах ферми покриття зображено рис. 4.3.

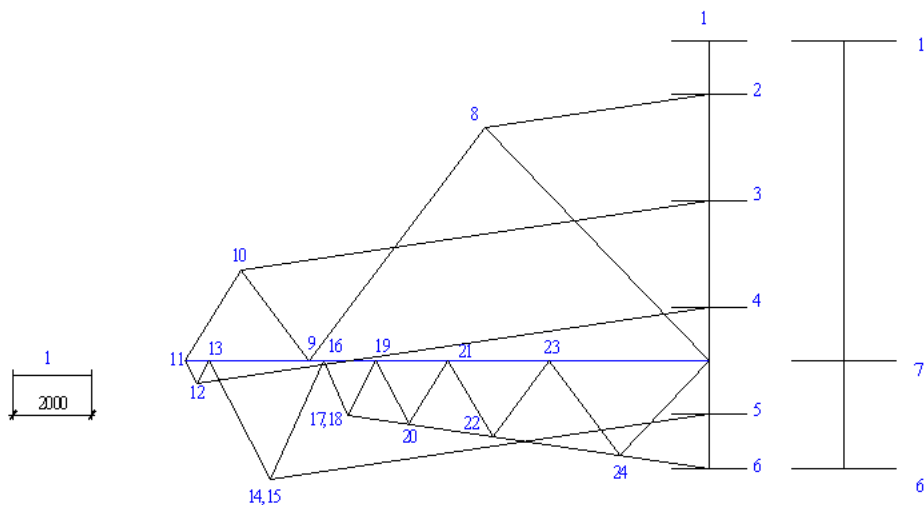


Рис. 4.3. Діаграма Максвелла-Кремона визначення зусилля в елементах ферми покриття

Зусилля в елементах ферми наведено в таблиці 4.3.

Таблиця 4.3.

Зусилля в елементах сталевї ферми покриття

№ стрижня	Зусилля при P=1		Вузлове навантаження		Зусилля від тимчасового навантаження		Зусилля від постійного навантаження на всьому прольоті	Розрахункові зусилля	
	на фермі	на всій фермі	короткочасне	постійне	на фермі	на всій фермі			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
2-8; 6-24	-2,87 -1,15	-4,02	4163	1069		-16735	-4297,4	-21032,4	
3-10; 6-22	-5,99 -2,76	-8,75				-36426	-9354	-45780	
4-12; 6-20	-6,54 -3,85	-10,39				-43254	-11107	-54361	
5-14; 6-18	-5,61 -4,62	-10,23				-42588	-10936	-53524	
7-8; 7-24	+0,9 +1,44	+2,34				+9741,4	+2501,5	+12243	
7-11; 7-21	+6,67 +3,33	+10				+41630	+10690	+52320	
7-13; 7-19	+6,36 +4,24	+10,6	4163	1069		+44128	+11331	+55459	
7-16	+4,9	+4,9				+20399	+5238	+25637	
8-9; 22-24	+3,13 -1,62	+1,51				+13030 -6744	+6286	1614 -6744	+14644 -6744
9-10; 22-23	+1,22 +1	+2,22				+9242	+2373	+11615	
10-11; 21-22	-1,12 -0,92	-2,04				-8492,5	-2181	-10674	
11-12; 20-21	-0,26 +0,76	+0,5				-1082,4 +3164	+2082	+534,5 -1082,4	+3698,5 -1082,4
12-13; 19-20	+0,25 -0,71	-0,45				+1041 -2956	-1873,4	-481	-3437
13-14;	-1,35 +0,62	-0,73				-5620 +2581	-3039	-780,4	-6400,4
15-16; 16-17	+1,29 -0,6	+0,69				+5370 -2498	+2872,5	+738	+6108 -2498
Опорна реакція від розрахункових навантажень $4 \times 5232 =$								20928	

З розрахункових зусиль вибираємо:

→ верхній пояс $-54361 \text{ кг} = -543,61 \text{ кН}$;

→ нижній пояс $+55459 \text{ кг} = +554,59 \text{ кН}$;

→ елементи грат: розкіс 8-9:

+14644кг = +146,44кН (-6744кг = -67,44кН);

→ розкіс 10-11: -10674кг = -106,74кН.

4.2.1. Розрахунок елементів ферми покриття

1. Верхній пояс.

Розрахункова довжина:

– у площині ферми $l_0 = 2,5$ м (відстань між вузлами верхнього пояса);

– із площини ферми $l_0 = 2,5$ м (відстань між точками закріплення прогонів).

Розрахункове зусилля $54361\text{кг} = 543,61\text{кН}$.

Необхідний радіус інерції із умови граничної гнучкості:

$$i_x = i_y = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{250}{120} = 2,08 \text{ см}. \quad (4.9)$$

За сортаментом металопрокату [3, 4] вибираємо трубу $160 \times 120 \times 5,5$ з наступними характеристиками $A = 28,81 \text{ см}^2$; $i_x = 6,02 \text{ см}$; $i_y = 4,82 \text{ см}$; вага 1м – 22,62 кг.

Перевіряємо отриманий переріз на міцність:

$$\lambda_x = \frac{250}{6,02} = 41,5.$$

Знаходимо коефіцієнт поздовжнього вигину за ДБН В.2.6-198:2014 [1]:

$$\lambda_y = \frac{250}{4,82} = 51,9. \quad \varphi_x = 0,884.$$

Тоді напруження у перерізі:

$$\sigma = \frac{P}{\varphi_x \cdot A} = \frac{54361}{0,884 \times 28,81} = 2134 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 21,34 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R = 2350 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 23,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Умова виконується.

2. Нижній пояс.

Розрахункова довжина:

– у площині ферми $l_{0x} = 2,5$ м;

– з площини ферми $l_{0y} = 10\text{ м}$.

Розрахункова напруга $55459\text{ кг} = 554,59\text{ кН}$.

Необхідна площа перерізу:

$$A = \frac{P}{R} = \frac{55459}{2350} = 23,6\text{ см}^2. \quad (4.10)$$

За сортаментом металопрокату [3, 4] вибираємо трубу $120 \times 5,5$ з наступними характеристиками $A = 24,41\text{ см}^2$; $i_x = i_y = 4,63\text{ см}^2$; вага 1 м. пог. – $19,16\text{ кг}$.

Перевіряємо гнучкість із площини ферми:

$$\lambda_y = \frac{i_{0y}}{i_y} = \frac{1000}{4,63} = 216 < [\lambda] = 400. \quad (4.11)$$

Визначаються напруження у перерізі:

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{55459}{24,41} = 2272 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 22,72 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R = 2350 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 23,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Умова виконується.

3. Визначення напружено-деформованого стану у розкосах ферми.

З метою уніфікації перерізів приймаємо переріз розкосу за максимальним зусиллям.

Розкіс 8-9 з розрахунковою довжиною $l_0 = l = 1,75\text{ м}$ та розрахунковим зусиллям $14644\text{ кг} = 146,44\text{ кН}$.

$$A = \frac{P}{R} = \frac{14644}{2350} = 6,23\text{ см}^2. \quad (4.12)$$

За сортаментом металопрокату [3, 4] вибираємо трубу 70×4 з наступними характеристиками $A = 10,15\text{ см}^2$; $i_x = i_y = 2,66\text{ см}^2$; вага 1 м. пог. – $7,97\text{ кг}$.

Товщина стінки 4 мм прийнята з умови дотримання технології зварювання [6].

Так як при односторонньому завантаженні ферми тимчасовим навантаженням у розкосі виникають стискаючі зусилля, перевіряємо переріз розкосу на стиск.

$$\lambda_y = \frac{i_{0y}}{i_y} = \frac{175}{2,66} = 66, \varphi = 0,780. \quad (4.13)$$

Тоді

$$\sigma = \frac{P}{\varphi_x \cdot A} = \frac{6744}{0,78 \times 10,15} = 852 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 8,52 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R = 2350 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 23,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Умова виконується.

Розкіс 10–11 з розрахунковою довжиною $l_0 = l = 1,95 \text{ м}$ та розрахунковим зусиллям – 10674 кг.

За сортаментом металопрокату [3, 4] вибираємо трубу 70×4 з наступними характеристиками $A = 10,15 \text{ см}^2$; $i_x = i_y = 2,66 \text{ см}^2$; вага 1 м. пог. – 7,97 кг.

$$\lambda_y = \frac{i_{0y}}{i_y} = \frac{195}{2,66} = 73, \varphi = 0,804. \quad (4.14)$$

Тоді

$$\sigma = \frac{P}{\varphi_x \cdot A} = \frac{10674}{0,804 \times 10,15} = 1308 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 13,08 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R = 2350 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 23,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Умова виконується.

4.2.2. Розрахунок зварних з'єднань елементів ферми

Опорний вузол ферми представлений рис. 4.4.

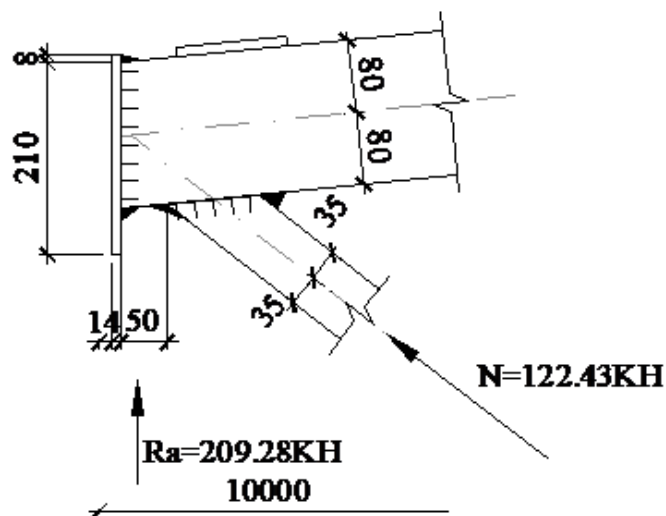


Рис. 4.4. Опорний вузол сталеві ферми покриття

Нерівномірність розподілу зусиль між швами компенсуємо збільшенням граничного зусилля в стиках на 20% (розрахункове зусилля в стику).

Зварні шви, що прикріплюють опорне ребро до верхнього пояса.

$$N_{роз} = 1,2 R_a = 1,2 \times 20928 = 25114 \text{ кг} = 251,14 \text{ кН}. \quad (4.15)$$

$$\sum l_w = 56 \text{ см} - 1 \text{ см} = 55 \text{ см}.$$

Кутовий шов розрахуємо на зусилля зрізу:

$$\tau = \frac{N_{роз}}{\beta \cdot h_w \sum l_w} \leq R_y^{зчуб} = 1500 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}. \quad (4.16)$$

З нерівності (4.16) знаходимо:

$$h_w = \frac{N_{роз}}{\beta \cdot \sum l_w \cdot R_y^{зчуб}} = \frac{25114}{0,7 \times 55 \times 1500} = 0,4 \text{ см}. \quad (4.17)$$

Приймаємо висоту катета зварного шва 4 мм.

Зварні шви, що прикріплюють розкосів до верхнього пояса ферми покриття.

$$N_{роз} = 1,2 N = 1,2 \times 12243 = 14691 \text{ кг} = 146,91 \text{ кН}.$$

$$\sum l_w = \left[7 \times 2 + \left(\frac{7}{\cos 45^\circ} \right) \times 2 \right] - 1 = 32,8 \text{ см}.$$

Кутовий шов розрахуємо на розтяг:

$$\tau = \frac{N_{роз}}{\beta \cdot h_w \sum l_w} \leq R_y^{зчуб}.$$

$$R_{зчуб} = 1500 \text{ кг/см}^2 = 15 \text{ кН/см}^2.$$

Звідки знаходимо:

$$h_w = \frac{N_{роз}}{\beta \cdot \sum l_w \cdot R_y^{зчуб}} = \frac{14691}{0,7 \times 32,8 \times 1500} = 0,4 \text{ см}.$$

Приймаємо висоту катета зварного шва 4 мм.

Вузол з'єднання розкосів та верхнього пояса представлений на малюнку 4.

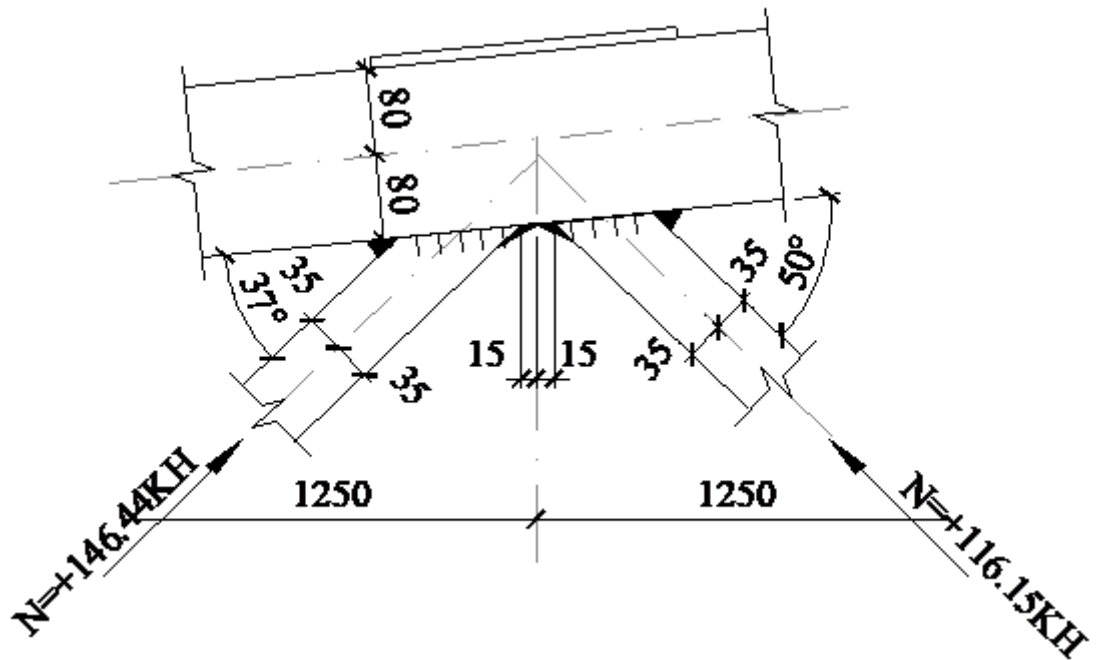


Рис. 4.5. Вузол з'єднання розкосів та верхнього пояса ферми покриття

Розкіс 8-9.

Розрахункове зусилля $14644 \text{ кг} = 146,44 \text{ кН}$.

$$\sum l_w = \left[7 \times 2 + \left(\frac{7}{\cos 37^\circ} \right) \times 2 \right] - 1 = 30,5 \text{ см}$$

Кутовий шов рахуємо на зусилля зрізу:

$$\tau = \frac{N_{\text{роз}}}{\beta \cdot h_w \cdot \sum l_w} \leq R_y^{\text{зсуг}}, \quad R_{\text{зсуг}} = 1500 \text{ кг/см}^2 = 15 \text{ кН/см}^2.$$

Звідки знаходимо:

$$h_w = \frac{N_{\text{роз}}}{\beta \cdot \sum l_w \cdot R_y^{\text{зсуг}}} = \frac{14644}{0,7 \times 30,5 \times 1500} = 0,46 \text{ см}$$

Максимальна товщина шва $1,2 \times t = 1,2 \times 4 = 4,8 \approx 5 \text{ мм}$.

Приймаємо висоту катета зварного шва 5 мм .

Розкіс 9-10.

Розрахункове напруження становить: $11615 \text{ кг} = 116,15 \text{ кН}$.

$$\sum l_w = \left[7 \times 2 + \left(\frac{7}{\cos 50^\circ} \right) \times 2 \right] - 1 = 35 \text{ см}$$

Кутовий шов розрахуємо на зріз:

$$\tau = \frac{N_{роз}}{\beta \cdot h_w \sum l_w} \leq R_y^{зчуг}, \quad R_{зчуг} = 1500 \text{ кг/см}^2 = 15 \text{ кН/см}^2.$$

Звідки знаходимо:

$$h_w = \frac{N_{роз}}{\beta \cdot \sum l_w \cdot R_y^{зчуг}} = \frac{11615}{0,7 \times 35 \times 1500} = 0,32 \text{ см}.$$

Приймаємо висоту катета зварного шва 4 мм.

У зв'язку з тим, що зусилля в інших розкосах значно менше, конструктивно приймаємо висоту катета шва 4 мм, а довжину елементів, що зварюються по довжині сполучення.

4.3. Статичний розрахунок поперечної рами будівлі конюшні

Розрахунок навантажень.

Вертикальні навантаження:

→ опорна реакція ферми $P = 20928 \text{ кг} = 209,28 \text{ кН}$

Горизонтальні навантаження:

→ вітрове навантаження.

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження на 1 м^2 вертикальної поверхні [5]:

$$w = w_0 \cdot k \cdot C \quad (4.18)$$

де $w_0 = 23 \text{ кг/м}^2 = 0,23 \text{ кН/м}^2$ – нормативне значення вітрового тиску;

$k = 0,5$ – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті (до 5 м);

$C = 0,8$ – аеродинамічний коефіцієнт при вітрі з навітряного боку.

У зв'язку з тим, що друга стійка поперечної рами знаходиться у середині будівлі, значення відсмоктування не враховуємо (вітрове навантаження сприймається масивними стінами).

Коефіцієнт надійності навантаження приймаємо 1,4, тоді розрахункове значення вітрового тиску до висоти 5 м буде:

Рівномірно-розподілене вітрове навантаження на стійку (колону):

$$q = 12,9 \times 6 = 77,4 \text{ кг/м} = 0,774 \text{ кН/м} \text{ – до висоти } 5 \text{ м};$$

$$q_1 = 13,65 \times 6 = 81,9 \text{ кг/м} = 0,819 \text{ кН/м} \text{ – до висоти } 6 \text{ м};$$

$$q_2 = 13,9 \times 6 = 83,4 \text{ кг/м} = 0,834 \text{ кН/м} \text{ – до висоти } 6,42 \text{ м}.$$

$$\text{Отже } W = 83,4 \text{ кг} = 0,834 \text{ кН}.$$

Для спрощення розрахунку замінюємо навантаження q та q_1 еквівалентним рівномірно-розподіленим навантаженням $q_{екв}$.

$$q_{екв} = \frac{\frac{77,4 \times 5^2}{2} + 81,9 \times 5,5}{0,5 \times 6^2} = 78,8 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 0,788 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Реакція верхньої частини стійки від рівномірно-розподіленого навантаження:

$$x = k \cdot q_{екв} = 0,375 \times 78,8 \times 6 = 177,3 \text{ кг} = 1,773 \text{ кН}.$$

Повна величина опорних реакцій від вітрового навантаження для кожної з колон рами є алгебраїчною сумою опорних реакцій.

Кількість колон у рамі 2, отже коефіцієнт розподілу

$$\eta = \frac{1}{n} = \frac{1}{2}. \quad (4.19)$$

і

$$R = \eta \cdot W + X = 0,5 \times 83,4 - 177,3 = -135,6 \text{ кг} = -1,356 \text{ кН}, \quad (4.20)$$

де R – поперечна сила.

4.4. Розрахунок сталеві колони будівлі конеферми

На колону діє поздовжня сила стиснення

$$N = 20928 \text{ кг} = 209,28 \text{ кН}$$

і згинальний момент дорівнює:

$$\begin{aligned} M &= \frac{q_{екв} \cdot h^2}{2} + R \cdot h + W \cdot h = \\ &= \frac{78,8 \cdot 6^2}{2} - 135,6 \times 6 + 83,4 \cdot 6 = 1105,2 \text{ кгм} = 1,1052 \text{ кНм}. \end{aligned} \quad (4.21)$$

Отже колона позacentрово навантажена, для наступних розрахунків приймаємо переріз колони двотавр 30Ш1 за [3] з наступними геометричними характеристиками:

$$A = 68,31 \text{ см}^2; I_x = 10400 \text{ см}^4;$$

$$i_y = 4.64 \text{ см}; \text{ вага } 1\text{м} - 53,6 \text{ кг}.$$

Розрахункова схема колони зображена на рис. 4.7.

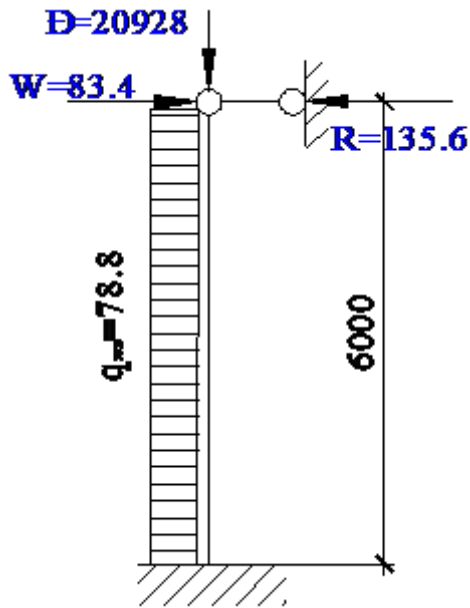


Рис. 4.7. Розрахункова схема колони

Ексцентриситет програми вертикального навантаження:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1105,2}{20928} = 0,052\text{м} = 5,2 \text{ см} \quad (4.22)$$

Перевірка стійкості у площині дії моменту.

Розрахункова довжина колони

$$l_0 \cdot \mu = 6 \times 0,7 = 4,2 \text{ м} \quad (4.23)$$

Гнучкість колони визначається з наступної залежності:

$$\lambda_x = \frac{i_0}{i_x} = \frac{420}{12,34} = 34. \quad (4.24)$$

Визначається коефіцієнт впливу форми перерізу

$$\eta = 1,45 - 0,003\lambda = 1,45 - 0,003 \times 34 = 1,35. \quad (4.25)$$

Наведений ексцентриситет

$$M_x = \eta \cdot e \cdot \frac{A}{W_x} = 1,35 \times 5,2 \times \frac{68,31}{715} = 0,68 \text{ см.} \quad (4.26)$$

Отже, $\varphi_{\text{вн}} = 0,62$.

Напруження у перерізі колони:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} \cdot A} = \frac{20928}{0,62 \times 68,31} = 494,14 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 4,9414 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}. \quad (4.27)$$

Виконується перевірка стійкості із площини дії моменту.

$$\lambda_y = \frac{i_0}{i_y} = \frac{600}{4,64} = 129,3. \quad (4.28)$$

Зменшуємо розрахункову довжину колони, ввівши горизонтальні зв'язки (розпірки) з відривом 1 м від верху колони.

Тоді $l_0 = 5 \text{ м}$.

$$\lambda_y > [\lambda] = 120$$

Визначаємо гнучкість колони:

$$\lambda_y = \frac{i_0}{i_y} = \frac{500}{4,64} = 108, \quad \varphi_y = 0,53 \quad (4.29)$$

$$M_y = e \cdot \frac{A}{W_y} = 5,2 \times \frac{68,31}{147} = 2,42 \text{ см.} \quad (4.30)$$

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.31)$$

де c – коефіцієнт, що обчислюється відповідно до вимог ДБН В.2.6-198:2014.

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot M_x}, \quad (4.32)$$

де α та β застосовуємо за табл. [1].

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2350}} = 93,9 < \lambda_y. \quad (4.33)$$

$c = 0,654$;

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,654}{0,53}} = 1,11. \quad (4.34)$$

$$M_x \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,7$$

$$c = \frac{1,11}{1 + 0,7 \times 0,68} = 0,74. \quad (4.35)$$

$$\sigma = \frac{20928}{0,74 \times 0,53 \times 68,31} = 781,2 \text{ кг} = 7,812 \text{ кН} \leq R_y \cdot \gamma_c = 2350 \text{ кг} = 23,5 \text{ кН}.$$

Остаточно приймаємо переріз колони двотавр 30Ш1 за [4] з умови стійкості колони з площини моменту.

4.5. Розрахунок оголовка сталеві колони конферми

Враховуючи, що детальні алгоритми та принципи розрахунку і конструювання оголовків центрально-стиснутих сталевих колон одноповерхових каркасних будівель наведені у другому розділі кваліфікаційної роботи магістра, нижче приведений саме приклад розрахунку такого оголовку у відповідності з діючими навантаженнями.

Схема оголовка колони зображений на рис. 4.8.

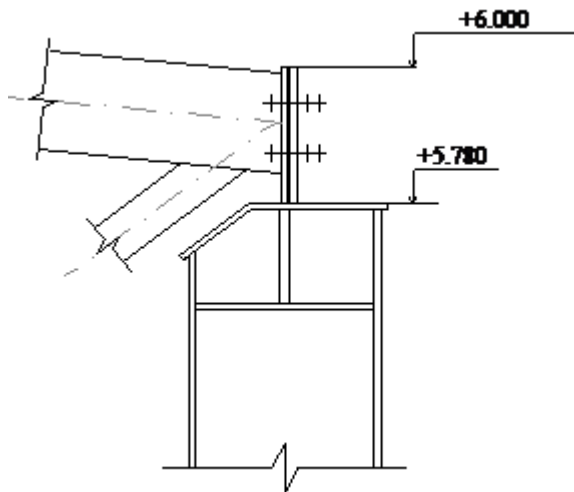


Рис. 4.8. Схема оголовка сталеві колони конферми

Оголовок колони служить опорою для лежачої конструкції (ферми) і розподіляє зосереджену навантаження на колону рівномірно по перерізу стрижня. Опорна плита оголовка служить передачі тиску з торців ферми на опорне ребро оголовка, тому товщина її приймається конструктивно. З

опорної плити тиск передається на опорне ребро оголовка через зварні горизонтальні шви, що прикріплюють торець ребра до плити. Довжина цих швів має бути не менше:

$$\sum l_w \geq \frac{N}{0,7 \cdot h_w \cdot R_y^{зчуг}} \quad (4.36)$$

де $N = 20928 \text{ кг} = 209,28 \text{ кН}$.

$$R_y^{зчуг} = 1500 \text{ кг/см}^2 = 15 \text{ кН/см}^2; \quad h_w = 6 \text{ мм}.$$

$$\sum l_w \geq \frac{20928}{0,7 \times 0,6 \times 1500} = 33,2 \text{ см}.$$

Довжина одного шва $33,2 / 4 = 8,3 \text{ см}$.

Площа опорних ребер оголовка визначається умовою їхнього опору зминанню опорним тиском.

$$A_{on} \geq \frac{N}{R_{змин}} \quad (4.37)$$

де $N = 20928 \text{ кг} = 209,28 \text{ кН}$.

тоді

$$A_{on} \geq \frac{20928}{2390} = 8,76 \text{ см}^2.$$

Площа перерізу одного ребра становить $8,76/2 = 4,38 \text{ см}^2$.

Ширину ребра приймаємо відповідно до ширини торця ферми, що спирається, тобто, $300/2 = 150 \text{ мм}$.

Конструктивно товщина ребра має бути не менше

$$\frac{1}{15} \sqrt{\frac{2100}{R}} = \frac{1}{15} \sqrt{\frac{2100}{2350}} = 0,6 \text{ см}, \quad (4.38)$$

і щонайменше 14 мм . Отже, приймаємо переріз ребра $150 \times 14 \text{ мм}$.

З опорних ребер тиск на стінку колони передається через кутові шви. Виходячи з цього необхідну довжину цих ребер:

$$l_p = \frac{N}{4 \times 0,7 h_w \cdot R_y^{змин}} = \frac{20928}{4 \times 0,7 \times 0,6 \cdot 1500} = 8,3 \text{ см}. \quad (4.39)$$

Приймаємо висоту ребра 10 см.

Перевіряємо ребро на зріз:

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot l_p \cdot \delta_p} \leq R_{mid}, \quad (4.40)$$

де $\delta_p = 14 \text{ мм}$ – товщина опорного ребра.

$$\tau = \frac{20928}{2 \times 10 \times 1,4} = 747 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 7,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} <$$

$$< R_{mid} = 0,58 \cdot \frac{R_{un}}{\gamma_m} = 0,58 \cdot \frac{2450}{1,025} = 1386 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 13,86 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

4.6. Розрахунок бази сталеві колони конферми

Загальний вид бази колони представлений на рис. 4.9.

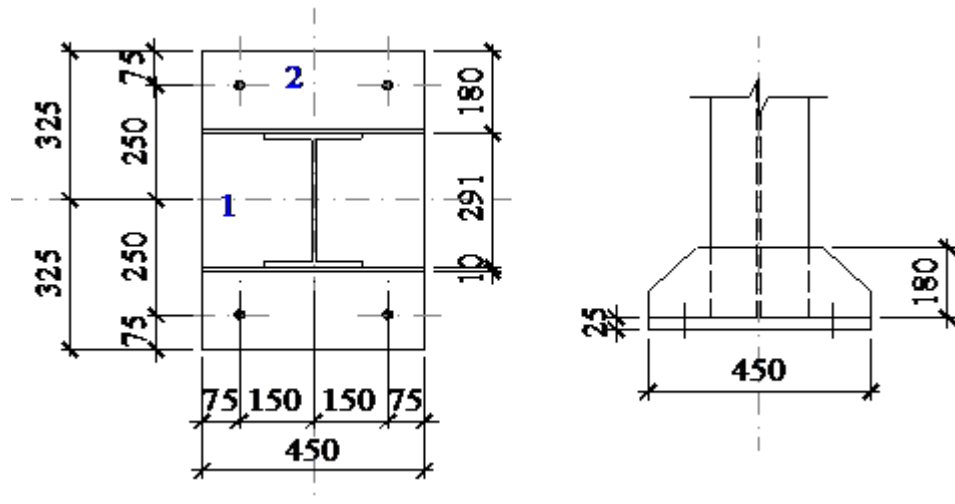


Рис. 4.9. До розрахунку бази сталеві колони

При розрахунку бази колони виходять з того, що вертикальний тиск колони N розосереджується траверсами та ребрами та врівноважується реактивними напруженнями фундаменту. Необхідна площа опорної плити підшви обумовлюється міцністю бетону фундаменту на зминання:

$$F_{плит.} = \frac{N}{f_{cd, змин}}, \quad (4.41)$$

де $N = 20\,928 \text{ кг} = 209,28 \text{ кН}$.

Для влаштування фундаменту приймаємо важкий бетон класу С10/12:

$$f_{змин}^c = 52,3 \text{ кг/см}^2 = 0,523 \text{ кН/см}^2.$$

Тоді,

$$f_{cd,змин} = \gamma \cdot f_{змин}^c = 1,2 \times 52,3 = 62,76 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 0,6276 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (4.42)$$

Мінімальна площа опорної плити буде розраховуватися:

$$F_{плит.} = \frac{N}{f_{cd,змин}} = \frac{20928}{62,76} = 333,5 \text{ см}^2.$$

За конструктивними міркуваннями, приймаємо опорну плиту розміром $65 \times 45 \text{ см}$, з $F_{плит.} = 2925 \text{ см}^2$.

Максимальне напруження в бетоні від навантаження з урахуванням згинального моменту дорівнює, тоді:

$$W_{плит.} = \frac{bh^2}{6} = \frac{65 \times 45^2}{6} = 21937,5 \text{ см}^3. \quad (4.43)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F_{плит.}} + \frac{M}{W_{плит.}} = \frac{20928}{2925} + \frac{110520}{21937,5} = 12,2 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 0,122 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \ll f_{cd,змин}.$$

Розділяємо усю площу опорної плити на різні ділянки за умовами спирання:

1. спирається по трьох сторонах;
2. консольна.

Найбільший момент ділянки плити, опертої по 3-й стороні (1 ділянка), визначається за формулою:

$$M_1 = \alpha \cdot \sigma_{\text{баз}} \cdot b^2, \quad (4.44)$$

де $b = 291 \text{ мм}$ – найбільша сторона;

$\alpha = 0,107$ залежить від співвідношення сторін $a/b = 0,9$.

$$M_1 = 0,107 \times 12,2 \times 29,1^2 = 1105,4 \text{ кг} \cdot \text{см} = 11,054 \text{ кНсм}.$$

Найбільший момент ділянки консольної ділянки (2 ділянка) визначається за формулою:

$$M_2 = \frac{\sigma_{\text{баз}} \cdot c^2}{2} = \frac{12,2 \times 18^2}{2} = 1976,4 \text{ кгсм} = 19,764 \text{ кНсм} \quad (4.45)$$

Більший згинальний момент усіх ділянок буде розрахунковим, за яким з умови напруження в плиті, що дорівнює розрахунковому опору сталі, визначається її товщина:

$$\delta_{\text{дін.}} = \sqrt{\frac{6M}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1976,4}{2350}} = 2,25 \text{ см.} \quad (4.46)$$

Приймаємо товщину опорної плити 25мм згідно з [4].

Тиск плити передається на елементи бази з вантажних площ.

$$q_m = \sigma_{\text{баз}} \cdot d_{\text{мп.}}, \quad (4.47)$$

де $d_{\text{мп.}} = 32,5$ см – ширина вантажної площі траверси.

Тоді

$$q_m = 12,2 \times 32,5 = 396,5 \frac{\text{кг}}{\text{см}} = 3,965 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Згинальний момент консолі траверси:

$$M_{\text{мп}} = \frac{q_{\text{мп}} \cdot a^2}{2} = \frac{396,5 \times 12,5^2}{2} = 30976,6 \text{ кгсм} = 309,766 \text{ кНсм}. \quad (4.48)$$

Визначається величина поперечної сили:

$$Q_{\text{мп}} = q_{\text{мп}} \cdot a = 396,5 \times 12,5 = 4956,3 \text{ кг} = 49,563 \text{ кН}.$$

Необхідна довжина швів, що прикріплюють траверсу до полиць колони, визначаємо за формулою:

$$l_{\text{ш}} = \frac{q_{\text{мп}} L}{2 \times 0,7 h_{\text{ш}} R_y} = \frac{396,5 \times 45}{2 \times 0,7 \times 0,6 \times 1500} = 14,2 \text{ см.} \quad (4.49)$$

Приймаємо висоту траверси 18 см [3].

Приймаємо товщину траверси 10мм, тоді

$$\sigma = \frac{6M_{\text{мп}}}{\delta_{\text{мп}} h_{\text{мп}}^2} = \frac{6 \times 30976,6}{1 \times 18^2} = 573,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 5,736 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y = 23,50 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{мп}}}{\delta_{\text{мп}} h_{\text{мп}}} = \frac{4956,3}{1 \times 18} = 275,35 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 2,7535 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{\text{mid}} = 13,86 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

5.1. Розрахунок фундаменту по осі Е-2

Виконуємо збір навантажень від усіх конструкцій, які діють на фундамент у відповідності з ДБН В.2.1–10–2018 [21] із урахуванням [5].

Навантаження:

→ від колони:

$$N_1 = 20928 \text{ кг} = 209,28 \text{ кН};$$

$$M_1 = 1105,2 \text{ кг м} = 11,052 \text{ кН м};$$

→ від стінових панелей товщиною 100мм

$$N_2 = 792 \text{ кг} = 7,92 \text{ кН};$$

$$M_2 = N_2 \times e = 792 \times 0,3 = 237,6 \text{ кг м} = 2,376 \text{ кН м}.$$

Усього:

$$N = 20928 + 792 = 21720 \text{ кг} = 217 \text{ кН}$$

$$M = 1105,2 - 237,6 = 867,6 \text{ кг м} = 8,676 \text{ кН м}.$$

$$Q = 420,6 \text{ кг} = 4,206 \text{ кН}.$$

Ґрунти:

→ супісь міцна з наступними нормативними характеристиками:

$$y'' = 21,7 \text{ кН/м}^3; z'' = 31 \text{ кПа}; \varphi = 27^\circ; E = 19 \text{ МПа}.$$

Глибина закладення фундаментів з умови залягання несучого ґрунту прийнята 2,15 м від планувальної позначки.

Відповідно до ДБН В.2.1–10–2018 [21], величина розрахункового опору ґрунту під подошвою фундаменту визначається за формулою:

$$R = \gamma_{c1} \gamma_{c2} / k [M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c C_{II}], \quad (5.1)$$

$$\text{де } \gamma_{c1} = 1,25; \gamma_{c2} = 1;$$

$$M_y = 0,91; M_q = 4,64; M_c = 7,14;$$

$K = 1$ (т.к. характеристики ґрунту визначені випробуванням);

$k_z = 1$ (т.к. ширина будівлі менше 10м);

$$b = 1,2 \text{ м};$$

$$\gamma'_{II} = \gamma_{II} = 21,7 \text{ кН/м}^3 = 2,17 \text{ т/м}^3;$$

$$d_1 = 2,15 \text{ м}; C_{II} = 31 \text{ МПа} = 0,31 \text{ т/м}^2.$$

$$R = 1.25 \times 1/1 [0,91 \times 1 \times 1,2 \times 2,17 + 4,64 \times 2,15 \times 2,17 + 7,14 \times 0,31] = \\ = 33 \text{ т/м}^2 = 330 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо площу підшови фундаменту без урахування впливу моменту:

$$A = \frac{N}{R - d_1 \cdot \gamma'_{II}} = \frac{21,72}{33 - 2,15 \times 2,17} = 0,8 \text{ м}^2 \quad (5.2)$$

За конструктивними вимогами приймаємо розміри підшови фундаменту 1100×1400мм, з площею 1,54м².

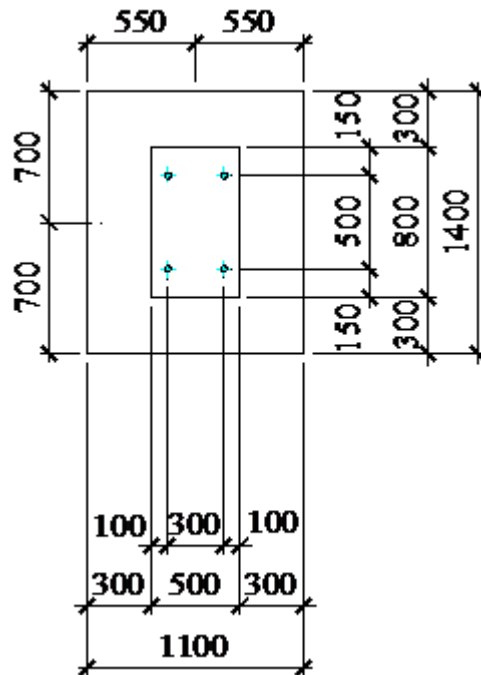


Рис. 5.1. Розрахункова схема до розрахунку фундаменту

Навантаження на рівні підшови фундаменту:

$$N = 21720 + 1.1 \times 1,4 \times 2,15 \times 2200 = 29000 \text{ кг} = 290 \text{ кН},$$

де 2200кг/м³ = 22кН/м³ – усереднена вага фундаменту та ґрунту на його обрізах);

$$M = 867,6 + 420,6 \times 2,15 = 1772 \text{ кг м} = 17,72 \text{ кН м}.$$

Напруження на рівні підшови фундаменту:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}, \quad (5.3)$$

де

$$W = \frac{a \times b^2}{6} = \frac{1,1 \times 1,4^2}{6} = 0,4 \text{ м}^3. \quad (5.4)$$

W – момент опору підшви фундаменту у бік моменту.

Розрахунок фундаменту по осі Е-2 представлений рис. 5.1.

Тоді

$$\sigma = \frac{29}{1,54} \pm \frac{1,772}{0,4} = 18,83 \pm 4,43;$$

$$\sigma_{max} = 18,83 + 4,43 = 23,26 \text{ т/м}^2 = 232,6 \text{ кН/м}^2 < 1,2R;$$

$$\sigma_{min} = 18,83 - 4,43 = 14,4 \text{ т/м}^2 = 144 \text{ кН/м}^2 < 1,2R.$$

Прийнята основа задовольняє умову міцності.

5.2. Розрахунок міцності фундаменту на продавлювання

Для перевірки прийнятої висоти ступеня обчислюємо міцність грані піраміди продавлювання, паралельній меншій стороні підшви фундаменту.

Робоча висота ступеня:

$$h_{01} = 30 - 5 = 25 \text{ см.}$$

Розмір нижньої сторони грані піраміди продавлювання

$$b_n = b - 2h_{01} = 1,1 - 2 \times 0,25 = 0,6 \text{ м.} \quad (5.5)$$

Середній розмір грані:

$$b_{cp} = \frac{b + b_n}{2} = \frac{1,1 + 0,6}{2} = 0,85 \text{ м.} \quad (5.6)$$

Обчислюємо площу трапеції $ABCD$:

$$A = 0,05 \cdot \frac{1,1 + 0,6}{2} = 0,043 \text{ м}^2.$$

Розрахункову силу, що продавлює, визначаємо за формулою:

$$P = A \cdot \sigma_{max} = 0,043 \times 23,26 = 1 \text{ тс} = 10 \text{ кН}. \quad (5.7)$$

Перевіряємо умову

$$P = 1T < 0,75R_p h_0 b_{cp} = 0,75 \times 47 \times 0,25 \times 0,85 = 7,5T = 75\text{кН}. \quad (5.8)$$

Тобто. міцність на продавлювання забезпечена і висота фундаментної сходинок достатня.

Розрахунок арматури підосви фундаменту вказано малюнку 10.

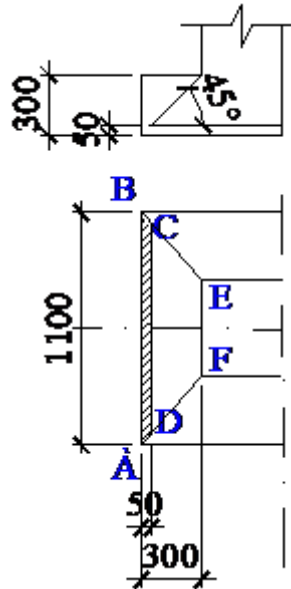


Рис. 5.2. Розрахункова схема щодо визначення арматури підосви фундаменту

Визначаємо згинальний момент:

$$M = b \cdot L^2 \cdot \frac{2P_{\max}}{6} = 1,1 \times 0,3^2 \cdot \frac{2 \times 23,26}{6} = 0,77\text{тм} = 7,7\text{кН} \cdot \text{м} \quad (5.9)$$

Площа перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{77000}{0,9 \times 25 \times 2350} = 1,46\text{см}^2. \quad (5.10)$$

Приймаємо конструктивно $\varnothing 10$ A240C ДСТУ 3760:2019 [16] з кроком 250 мм за напрямком завдовжки (у монолітних фундаментах мінімальний діаметр арматури 10мм). Арматуру у поперечному напрямку приймаємо аналогічно.

5.3. Розрахунок арматури фундаментного підколонника

Згинальний момент $\rightarrow 867,6 \text{ кг}$, $M = 8,676 \text{ кН м}$.

Нормальна сила $\rightarrow 21720 \text{ кг} = 217,2 \text{ кН}$.

Ексцентриситет застосування вертикальної сили:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{867,6}{21720} = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см}. \quad (5.11)$$

Приймаємо захисний шар 5 см , тоді $d = h - a = 80 - 5 = 75 \text{ см}$.

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{86760}{50 \times 75^2 \times 52,3} = 0,005 \approx 0,01.$$

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{86760}{0,9 \times 75 \times 2350} = 0,5 \text{ см}^2$$

Приймаємо конструктивно за мінімальним відсотком армування

$$A_s = 0,0005 \times b \times d = 0,0005 \times 50 \text{ см} \times 75 \text{ см} = 1,875 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 $\text{Ø}10 \text{ A}240\text{С}$ ДСТУ 3760:2019 [16] з $A_s = 3,14 \text{ см}^2$.

Оголовок підколонника армуємо конструктивно.

Застосовуємо анкерні болти.

Приймаємо діаметр болта 30 мм із внутрішнім діаметром різьблення $25,71 \text{ мм}$ виходячи з граничного розрахункового зусилля $72,5 \text{ кН}$.

Номінальне закладення, звідси впливає, що

$$l \approx 35 \cdot d \cdot l = 35 \times 30 = 1050 \text{ мм}.$$

6. ТЕХНОЛОГІЯ ВЛАШТУВАННЯ КОНЕФЕРМИ

6.1. Особливості технології улаштування приміщення та внутрішнього обладнання для утримання коней

Існують дві основні системи утримання коней: *стаєнна і табунна*. Для робочих коней проектують стайні для групового і стійлового утримання, які обладнують стійлами, денниками і приміщеннями для групового утримання [17, 20, 29 та ін.].

У стійлах коней утримують на прив'язі. Кобил в останній стадії жеребності, кобил з лошатами віком до 15 днів і жеребців-плідників утримують в денниках без прив'язі. У приміщеннях для робочих коней денників має бути не менше 20% від загальної кількості коне-місць.

Молодняк коней утримують групами. Групове утримання молодняку на глибокій підстилці застосовують у віці від 6 місяців до 1,5 року. Групуєть тваринпо 12-16 голів віком від 1,5 року і старше — по 8-10 голів (роздільно за статтю), а для окремих груп племінних кобил — по 6-10 голів [17].

Розміри конярських ферм. Залежно від напряму спеціалізації господарств їх розміри та номенклатура можуть бути різними. Конярські племінні ферми з стаєнним утриманням бувають на 20, 40, 60, 80 і 120 конематок. При культурно-табунному утриманні розміри ферм можуть бути значно більшими — на 100, 200 і 300 конематок [17].

Товарні ферми з табунним утриманням мають розмір: м'ясні — на 150, 300, 600 і 900 конематок, а кумисні — на 50, 100 і 150 конематок. Розміри конеферм робочих коней не нормують.

Залежно від системи утримання та напряму продуктивності в конярстві будують різні будівлі та споруди відповідно до діючих норм технологічного проектування (НТП. СХ. 9–66), які доповнені в 1971 р. [17].

При стаєнному утриманні робочих коней зводять стайні для дорослого поголів'я і стайні для молодняку. Останні будують у господарствах, які

мають 20 голів і більше молодняку. Стайні поділяють на окремі секції з двома виходами кожна і місткістю не більше як на 24 місця.

При стаєнному утриманні племінних коней рекомендується будувати стайні для кобил і жеребців, стайні для молодняку віком до 1,5 року і старше 1,5 року, незалежно від того, чи перебуває він у тренінгу.

Крім основних приміщень, будують допоміжні: манежі для проби на охоту і парування кобил, манежі для тренінгу рисистого і верхового молодняку. Відкриті доріжки для тренінгу, піддоки (загони) для утримання коней на відкритому повітрі, відводять левади для утримання і випасання коней. Манежі для проби на охоту і парування коней будують безпосередньо біля стаєнь. Площа підлоги манежу дорівнює 80 м, висота (внутрішня) не менше 4 м. Підлога глинобитна, ворота завширшки 3 м і заввишки 2,6 м.

Територію конєферми поділяють на зони в яких розміщують виробничі, підсобні, складські і допоміжні будівлі.

У виробничій зоні конєферми розташовують конюшні, пункт штучного осіменіння, шорну майстерню, ветеринарний пункт, кузню, рампу для завантаження коней, споруди водопостачання, каналізації, електро- і теплопостачання.

У виробничій зоні розташовують конюшні для дорослих коней і молодняку. В зоні зберігання кормів розташовують автомобільні ваги, склади грубих, соковитих і концентрованих кормів, а при необхідності кормоцех.

Гноєсховище розташовують у вигляді майданчиків для складання гною в бурти.

Конюшні будують двох-чотирьох рядні [17]. Стійла і денники розташовують повздовж зовнішніх стін з влаштуванням між рядами кормогноєвого проходу. В одному ряді допускається не більше 15 денників, або 30 стійл. Денники мають форму квадрата. Для жеребців-плідників і

кобил на племінних фермах площу денників приймають не менше 14-16 м, а товарних не менше 10,5-12 м.

Кормогноєві проходи влаштовують шириною 2,6-3,0 м. Ширина поперечних евакуаційних проходів повинна бути не менше 1,5 м. В конюшнях молодняк розташовують в секціях до 1,5 року по 20 голів, після 1,5 року – по 10 голів, площа на одну голову до 1,5 року 5,5-6,0 м², до 3 років 6,5-7,0 м², на робочих і товарних відповідно 4,5-5,0 м², 5,5-6,0 м².

Повздожні проходи роблять шириною 2,4 м [17].

До групи підсобних приміщень відносять фуражну, приміщення для грубих кормів і підстилки, збруйну, інвентарну, чергову, майданчик для резервуара з питною водою, манежу для запрягання, сідлування і проводки молодняку, манежу для проводки і проби (злучки) кобил, пункту штучного осіменіння, душевого денника і приміщення для дійки (на кумисних фермах).

Найбільш поширені конеферми мають ширину 12 і 18 м без поперечних опор. Внутрішня висота на племінних фермах не менше 3,30 м, на робочих і товарних фермах не менше 2,4 м.

Корми в групові годівниці роздають кормороздавачем КТУ-10 в перервах між доїнням.

Годівниці для коней найбільш поширені дерев'яні, ширина поверху 0,6 м, понизу 0,4 м, глибина 0,3 м, а довжина – 1,2 м. В денниках встановлюють кутові годівниці.

Двері для проходів і евакуації коней повинні мати ширину не менше 1,2 м, висоту 2,4 м, ворота в конюшнях – ширину не менше 2,4-2,7 м.

Двері і ворота повинні відкриватись на зовні.

Найбільше поширення в конюшнях отримала глинобитна підлога. В кормогноєвих проходах, тамбурах, фуражних і збруйних роблять бетонну підлогу. В стійлах і денниках підлога повинна мати нахил 2% в сторону стічних каналізаційних лотків. Для групового утримання коней використовують підстилку, яку періодично видаляють [17].

Вікна в конюшнях розміщують так щоб прямі сонячні промені не попадали в очі коням. Висота від полу до вікон не менше 1,8 м.

Перегородки між стійлами влаштовують висотою 1,4 м, а зі сторони годівниць не менше 1,8 м. В конюшнях для жеребців-плідників висота перегородки 2,4 м, а зі сторони проходу їх виконують суцільною висотою 1,4 м, а вище решітчастими. Двері в перегородках і секціях—однопільні шириною не менше 1,1 м.

В приміщеннях для утримання коней опалення не передбачають [17].

Манежі для тренінгу можуть бути круглі площею 380 м² або прямокутні завширшки 15 м і завдовжки 50 м.

Піддоки (загони) влаштовують при всіх стайнях для прогулянки коней. Площа загону на одну голову при груповому утриманні становить 14 м², при індивідуальному — 250-300 м², для жеребців-плідників на одну голову відводять 500-600 м². Левади на одну голову виділяють по 0,3-0,5 га.

Відкриті доріжки для тренінгу проектують овальної форми дистанцією 1600 м, шириною 6 і радіусом повороту 62,5 м.

При табунному утриманні коней будують стайні для жеребців-плідників, молодняку (тренерські), сараї для кобил, сараї для молодняку з базами при них, затишки, бази-розколи. Сараї для групового утримання коней з базою, що безпосередньо примикає до будівлі, будують окремо. Для кобил відводять по 7-8 м² на голову й окремо для молодняку віком до 18 місяців — по 4,5-5,0 м² на голову; від 1,5 до 2,5 року — по 5-6 м² і для коней від 2,5 року і старше — 6-7 м² на голову.

Відповідно до ВНТП СГіП-46-6-95 рекомендуються розміри та площі утримання коней залежно від їх віку та господарського призначення (табл. 6.1) [17].

При утриманні коней витрату води для питних і господарських потреб проектують виходячи з таких норм:

→ для робочих коней, верхових, рисистих, племінних маток, які не годують лошат, лошат старше 1,5 року – 60 л на добу;

- для племінних підсисних маток – 80 л на добу;
- для жеребців-плідників – 70 л на добу;
- для лоша́т віком до 1,5 року – 45 л на добу.

Таблиця 6.1

Розміри та площі утримання коней залежно від віку [17]

Приміщення	Розміри приміщення, м		
	ширина	глибина (довжина)	площа, м ²
Стійла для дорослих коней на робочих і товарних фермах			
Денники:			
– для робочих коней і молодняку	1,75	3,0	5,25
– для жеребців-плідників, племінних кобил і племінного молодняку в тренінгу	3,0–3,5	3,0–3,5	10,5
Секції для молодняку при стаєнному, груповому і індивідуальному утриманні (з розрахунку на одну голову) для молодняку у віці:	3,0–4,0	3,0–3,5	12,0
– від відлучення до 1,5 року	–	–	4,5–5,5
– від 1,5 року до 2,5 років	–	–	5,5–6,5
– від 2,5 років і старше	–	–	6,0–7,5
Секції у спрощених конюшнях при табунному утриманні коней (з розрахунку на одну тварину):			
– для маток з лоша́тками			7,0–8,0
– для молодняку до 1,5 року			4,5–5,5
– для молодняку від 1,5 до 2,5 років			5,0–6,0
– для коней від 2,5 років і старше			6,0–7,0

Стайні обладнують годівницями, які влаштовують по ширині стійла, їх розміри: ширина по верху 0,6 м, ширина по низу і глибина 0,4 м. Годівниці закріплюють на висоті не більше 1 м від долівки до верху годівниці.

Між стійлами і денниками ставлять перегородки. У ґратчастих перегородках щілини повинні бути завширшки не більше 0,66 м. Повної статевої зрілості жеребці досягають в 3-4 річному віці. Для годівлі використовують доброякісне сіно злаково-бобових трав, овес, пшеничні висівки, а при інтенсивному використанні – молоко, курячі яйця, м'ясо-кісткове борошно.

Влітку згодовують зелену масу й випасають на пасовищі з підгодівлею концентрованими кормами. Взимку жеребців за доброї погоди випускають на леваду на 4-5 годин. Чистять шкіру, хвіст, гриву, копита, влітку купають у воді температурою 18-20°C. Жеребці щоденно користуються моціоном для верхових і рисистих порід коней він становить 10-20 км перемінним алюром.

6.2. Застосування технологічних особливостей будівлі у проект конєферми на 60 голів.

Технологічна частина проекту *«Проектування конєферми на 60 голів у Чернігівській області»* виконано на підставі наступних нормативних документів:

→ Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2–12:2019. – [Чинний з 2019–10–01]. – К. : Мінгеріон України, 2019. – 177 с. – (Державні будівельні норми);

→ Будинки і споруди. Будівлі і споруди для тваринництва : ДБН В.2.2-1-95. – [Чинний з 1995-02-01]. – К. : Держкоммістобудування України, 1995. – 68 с. – (Державні будівельні норми України);

→ Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України);

→ Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2014. – 205 с. – (Державні будівельні норми) та ін.

Запроектована конеферма за своїм призначенням належить до племінного підприємства. Племінне підприємство призначається для відтворення та вирощування племінного молодняку верхових, рисистих, важковозних та продуктивних порід.

Форма утримання тварин на проектованій конефермі – стайня.

Поголів'я коней наведено у таблиці 6.1.

Таблиця 6.1

Поголів'я коней

№	Група коней	Кількість, гол.
1	Жеребці	10
2	Кобили з лошатами	8
3	Молодняк у тренінгу	17
4	Молодняк від відлучення до 1,5 років	18
Усього		53

У запроектованих виробничих приміщеннях утримання жеребців, молодняку у тренінгу та кобил з лошатами передбачено у денниках. Розташування денників дворядне з одним кормонавозним проходом. Усі денники обладнані спеціальними індивідуальними годівницями та напувалками.

Як підстилки у денниках використовується солома.

Зміст молодняку від відлучення до 1,5 років передбачено у групових секціях. Дві секції по 5 голів і дві по 4 голови. Годування та напування молодняку в секціях виробляють з групових коритів і напувалок.

Фронт харчування – 0,6м. на одну голову.

Фронт напування – 0,5м. одну голову.

Як підстилки у секціях використовується солома.

У середній частині будівлі розміщується манеж. Запроектований манеж призначений для індивідуальних занять з навчання виїздки, також тут

проводиться сідлівка, запряжка та проведення коней. При виїзді ніяке додаткове технологічне обладнання не потрібно.

Покриття підлоги в манежі – піщане (відповідно до норм). Воно потребує постійного догляду: його очищають від гною, каміння та ін сторонніх предметів, регулярно боронують, кути розрівнюють граблями.

Усі роботи виконуються вручну. Після проведених занять гній збирається у спеціальний візок, і відвозиться на майданчик для тимчасового зберігання гною, звідки трактором вивозиться на поля для подальшого знезараження.

У безпосередній близькості від манежу проєктом передбачені душевий денник та денник для обсушування коней. У них коней після тренувань миють за допомогою спеціального душа-щітки, а потім обсушують.

Для зберігання спортивного інвентарю передбачено спеціальне приміщення.

Манеж для злучки розташований між денниками для утримання жеребців, і денниками для утримання кобил.

Також проєктом передбачено спеціальні приміщення для ректального обстеження кобил та лабораторія перевірки сперми.

Для кожної групи коней передбачені піддоки. Їхнє планування забезпечує зручний та найкоротший перехід зі денників та секцій у піддок та назад.

Годування тварин проводиться 2 рази на добу кормосумішками з комбікорму, силосу та сінажу. Роздача кормів проводиться вручну за допомогою візка ТУ-300.

Конярство – найменш механізована галузь тваринництва [17]. Це пояснюється низкою причин, і насамперед тим, що у конярстві обслуговують високоцінних племінних коней.

Механізація може призвести до травм та втрат цих тварин. Тому прибирання гною з денників передбачено вручну за допомогою вил і на візках транспортується на спеціальний майданчик для тимчасового

зберігання гною. Далі гній завантажується до причіпу і відвозять на поля, де відбувається його знезараження шляхом термічної обробки в буртах не менше 2-х місяців. У якості вологопоглинаючого матеріалу передбачено використання торфу.

Прибирання гною з денників повинно проводитись щодня. У якості підстилка використовується солома. Норма потреби у підстилці становить 4 кг/добу. Річна потреба у підстилці складає 77,4 т.

7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

7.1. Інженерне забезпечення будівлі конєферми

Запроектовано природну вентиляцію за допомогою витяжних парасольок і дефлекторів: над приміщенням манежу та денниками для жеребців (у першому блоці) за допомогою світло-вентиляційного ковзана з висотою витяжного отвору 36см; у блоках 2–4 запроектована природна вентиляція за допомогою витяжних парасольок та дефлекторів. Приплив здійснюється через вікна і ворота, які відкриваються.

Система опалення – двотрубна, з верхнім та нижнім розведенням.

Теплоносій у системі опалення – вода з параметрами 65-70°C. Зовнішня температура повітря прийнята до –26°C.

Нагрівальні прилади – чавунні радіатори у побутових приміщеннях; в інших приміщеннях реєстри із сталевих електрозварювальних труб.

Для забезпечення теплом об'єкта, що проектується, передбачена вбудована в блок №1 котельня з трьома котлами на твердому паливі – дровах. Відведення димових газів передбачено металевою димовою трубою. Висота димової труби 14 м. Димові гази відводяться димососом. Паливо підвозиться, а зола вивозиться за допомогою візків.

Для контролю за параметрами встановлено контрольно-вимірювальні прилади. У котельні передбачено облік тепла.

Як вступно-розподільний щит прийнятий щит. Облік електроенергії – електронним лічильником, встановленим у 1 блоці.

Силіві мережі виконати кабелем марки ВВГ-НГ по стінах скобами. Освітлювальні мережі виконати кабелем марки ВВГ-нг кріпленням до троса, по стінах скобами.

Заземленню підлягають усі металеві нормально невідповідні частини електроустаткування, які можуть опинитися під напругою внаслідок пошкодження ізоляції шляхом приєднання до нульового захисного

провідника РЕ. Як додатковий захід захисту людей і тварин від ураження струмом передбачається пристрій захисного відключення.

На введенні у будівлю виконується повторне заземлення.

Телефонізація об'єкта виконується від запроєктованого введення кабелю 10×2×0,4 через розподільчу коробку.

Господарсько-питне водопостачання передбачається від введення водопроводу від артезіанської свердловини з установкою водомірного вузла з водоміром діаметром 25мм і станції знезалізнення (4 блок).

Гаряче водопостачання запроєктовано від акумуляційного водопідігрівача, встановленого у лабораторії.

Напування тварин здійснюється з напувалок, заповнення яких передбачено від поливальних кранів шлангом.

З блоку №4 передбачено водопостачання блоку №1.

Мережі водопостачання монтуються із сталевих водогазопровідних оцинкованих легких труб Ø50-15мм згідно ДСТУ.

Магістральні водопроводи холодного, гарячого водопостачання ізолюються теплоізоляційними шкаралупами.

Внутрішні мережі каналізації та випуски монтуються з поліпропіленових каналізаційних труб Ø50-110мм за відповідними технічними умовами.

Монтаж внутрішніх систем водопроводу та каналізації. Для поливання, що прилягає до будівлі території, передбачено встановлення поливальних кранів Ø15мм.

7.2. Розробка протипожежних заходів на конфермі

Під час будівництва конферми та подальшої її експлуатацій проводиться низка заходів щодо протипожежної безпеки [27]. Правила пожежної безпеки України у виробництві будівельно-монтажних робіт [27]. ППБ встановлюють вимоги пожежної безпеки під час будівництва (реконструкції, розширення, технічного переоснащення та ремонту) будівель,

споруд та інших об'єктів містобудування; будівництві та експлуатації тимчасових будівель та споруд на будівельних майданчиках (далі – будівлях) та є обов'язковими для виконання всіма підприємствами, установами та організаціями, а також фізичними особами, що виконують дані види робіт.

Передбачається встановлення пожежної сигналізації та оповіщення про пожежу. Пожежна сигналізація виконується згідно з «Переліком будівель, що підлягають обладнанню засобами автоматичної пожежної сигналізації».

Прилад ПС обраний з урахуванням подальшого розвитку мережі пожежної сигналізації та мережі оповіщення про пожежу.

Сигнал тривоги передається на пожежний ПЦН через УОО СПІ «Блискавка» (ретранслятор).

На стелях приміщень згідно з планом встановити димові сповіщувачі типу ПП-3/20 та теплові ПП-103-5/1. На стіні біля виходу встановити ручний сповіщувач типу ПП-5-2Р.

Повідомлення про пожежу прийнято СО-1. Сигналізацію пожежі вивести на зовнішню стіну на ОЗС-01. Для оповіщення людей про пожежу та вказівки шляхів евакуації передбачено встановлення на вході сигнальних транспарантів – АСТО 12С.

Також для гасіння вогнищ займання передбачається пожежний водопровід з пожежними кранами, розташованими в пожежних шафах.

На території конєферми розташовується два пожежні резервуари, ємністю 200м³ та пожежна насосна станція. Для заповнення пожежних резервуарів на введенні встановлено пожежний кран 1Б1Р Ø50.

Особи, відповідальні за протипожежний стан окремих будівель (споруд), приміщень та інших ділянок, зобов'язані [27, 28]:

- забезпечувати дотримання на закріпленнях пожежної безпеки та плани евакуації людей на випадок виникнення пожежі;
- організовувати навчання вимогам пожежної безпеки підлеглих їм осіб;

→ не допускати до роботи осіб, які не пройшли протипожежний інструктаж;

→ здійснювати контроль за виконанням підлеглими працівниками вимог пожежної безпеки;

→ знати правила користування наявним обладнанням, пожежною технікою, обладнанням, первинними засобами пожежогасіння, засобами зв'язку та забезпечувати їх справність та працездатність.

→ про всі виявлені порушення протипожежних вимог та несправності пожежної техніки, засобів зв'язку, первинних засобів пожежогасіння повідомляти керівника підприємства (структурного підрозділу) та вживати заходів щодо їхнього усунення;

→ забезпечувати після закінчення робочого дня (зміни) проведення прибирання робочих місць та приміщень, відключення електроенергії, за винятком чергового освітлення та електроустановок, які за умовами технологічного процесу виробництва повинні працювати цілодобово;

→ не допускати захаращення протипожежних розривів, проїздів, під'їздів до будівель (споруд, джерел протипожежного водопостачання та пожежних сходів), шляхів евакуації (виходів, проходів, коридорів, сходів), підступів до місць розміщення засобів зв'язку, пожежної техніки;

→ проводити вогневі роботи відповідно до вимог [27].

Визначено та обладнано місця для куріння, приготування їжі, сушіння одягу.

Встановлено порядок проведення вогневих та інших пожежонебезпечних робіт, а також застосування легкозаймистих та горючих рідин, горючих газів та інших пожежонебезпечних речовин, матеріалів, конструкцій, а також обладнання.

Визначено порядок збирання, вивезення та утилізації горючих будівельних відходів.

Забезпечено утеплення пожежних водойм та очищення доріг та люків пожежних гідрантів від снігу у зимовий час.

Встановлено порядок знеструмлення електромереж та електрообладнання після закінчення робочої зміни та у разі пожежі.

Визначено порядок використання систем зв'язку для виклику пожежних аварійно-рятувальних підрозділів.

Визначено порядок дій керівників, робітників та службовців на будівельному майданчику у разі виникнення пожежі.

Встановлено регламент перевірки та експлуатації приладів опалення та теплогенеруючих апаратів, а також порядок їх підготовки до опалювального сезону.

Визначено порядок та соки проходження інструктажів та пожежно-технічного мінімуму, а також призначено осіб, відповідальних за їх проведення.

Розроблено інші специфічні протипожежні заходи залежно від виду та технології будівельного виробництва, умов розміщення майданчика та інші умови.

8. ОХОРОНА ПРАЦІ

8.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів при будівництві фундаментів

Будівельна галузь є однією з найбільш травмонебезпечних. Разом з тим, як показують результати спеціальних розслідувань нещасних випадків з тяжкими наслідками, що сталися при виконанні будівельних та будівельно-монтажних робіт, причиною низки з них стала відсутність проєкту виконання робіт.

При розробці проєктних рішень щодо організації будівельних та виробничих майданчиків, ділянок робіт необхідно виявити небезпечні виробничі фактори, пов'язані з технологією та умовами виконання робіт, визначити та вказати в організаційно-технологічній документації зони їх дії.

При цьому небезпечні зони, пов'язані із застосуванням вантажопідйомних машин, визначаються у проєктно-кошторисній документації (ПКД), а решта – у виробничій документації (ПВР) [28].

Відповідно до ДСТУ «Небезпечні та шкідливі виробничі фактори» небезпечні та шкідливі виробничі фактори поділяються на такі групи [28]:

- фізичні;
- хімічні;
- біологічні;
- психофізіологічні.

До **фізичних факторів** при будівництві фундаментів належать:

- рухомі частини виробничого обладнання; вироби, що пересуваються, заготівлі, матеріали; конструкції, що руйнуються;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- підвищена чи знижена температура повітря робочої зони;
- підвищений рівень шуму робочому місці;
- підвищений рівень вібрації;

- підвищена чи знижена вологість повітря;
- підвищена чи знижена рухливість повітря;
- підвищене значення напруги в електричному ланцюзі, замикання якого може статися через тіло людини;
- відсутність чи нестача природного світла;
- недостатня освітленість робочої зони;
- гострі кромки, задирки та шорсткість на поверхнях заготовок, інструментів та обладнання;
- розташування робочого місця на значній висоті щодо поверхні землі (підлоги).

Психофізіологічні небезпечні та шкідливі виробничі фактори при будівництві фундаментів поділяються на:

- а) фізичні навантаження;
- б) нервово-психічні навантаження.

Фізичні навантаження поділяються на:

- статичні;
- динамічні.

Нервово-психічні навантаження поділяються на:

- перенапруга аналізаторів;
- монотонність праці;

Під час монтажних робіт несприятливим фактором є підвищена запиленість повітря. Повітря робочої зони забруднюється цементною, гіпсовою та іншими видами пилу.

Пильними процесами при монтажних роботах є операції механічної зачистки поверхонь.

Вібрація визначається як коливальний процес, що виникає при періодичному зміщенні центру тяжкості якогось тіла від положення рівноваги, а також при періодичній зміні форми тіла, яку воно мало в статичному стані. Вібрація виникає внаслідок коливань частин апаратів, машин, комунікацій і споруд, що викликаються невірноваженістю деталей,

що обертаються.

Корисну властивість вібрації використовують для інтенсифікації певних виробничих процесів, наприклад, віброущільнення бетону, ґрунту, розвантаження сипких матеріалів із ємностей. Локальна вібрація, що має широкий частотний спектр, часто з наявністю ударів (клепка, рубка, буріння), викликає різний рівень судинних, нервово-м'язових, кістково-суглобових та інших порушень.

Така вібрація викликає спазми судин, які, починаючи з пальців, поширюються на кисть, передпліччя і охоплюють судини серця, при цьому порушується постачання кінцівок кров'ю. Одночасно локальна вібрація впливає на нервові закінчення, м'язові та кісткові тканини, що призводить до зниження чутливості шкіри, окостеніння сухожилів м'язів, відкладення солей у суглобах пальців та кистей, що призводить до зниження їхньої рухливості.

Нерідко спостерігається так званий феномен «мертвих» рук чи білих пальців. Під впливом локальної вібрації можуть виникати порушення діяльності центральної нервової системи.

При недотриманні працюючими технологіями, вимогами безпеки [28], виробничої санітарії та пожежної безпеки виникають травмонебезпечні ситуації та проявляються впливи шкідливих та небезпечних виробничих факторів:

- при доставці, встановленні (знятті) залізобетонних конструкцій або їх частин на робоче місце слід остерігатися – наїзду на працюючих, падіння машини або об'єкта, що переміщається з вантажопідйомного засобу, зі стенду або підставок;

- при електрогазозварювальних роботах – ураження електрострумом і світлом електродуги, вибуху балонів з газами, опіків, вдихання шкідливих газів, що утворюються від згоряння електродів, металу, що наплавляється, і елементів, що ремонтуються, займання об'єкта або навколишніх предметів, вибуху.

Основні робочі прийоми монтажників характеризуються

одноманітністю та великою монотонністю рухів, що потребують фізичних зусиль та значних витрат енергії.

Робоча поза змінюється залежно від умов виконання робіт, видів оброблюваної поверхні, розмірів приміщень та операцій. Роботи виконуються стоячи на підлозі, риштування, лісах, зігнувшись, навпочіпки або витягнувшись, з піднятими вгору руками. Часто незручність пози пов'язана із значними статичними навантаженнями.

Робота монтажників пов'язана з незручними і втомливими робочими позами. Виконання фарбувальних робіт на висоті або в закритих ємностях пов'язане з нервово-емоційною напругою.

Більшість монтажних робіт вимагають значної фізичної напруги, пов'язаної з підйомом і переміщенням тяжкості, широким використанням ручної праці, статичним навантаженням за підтримки вимушеної робочої пози.

Статичне навантаження обумовлено необхідністю працюючому докладати зусиль без переміщення всього тіла або окремих частин тіла. Вона визначається вагою утримуваного вантажу (величиною зусилля, що додається) і часом утримання.

При виконанні трудових функцій працюючий може перебувати у вимушеній позі. Трудова діяльність, пов'язана з вираженою руховою активністю, при величинах навантажень, що перевищують фізіологічно обґрунтовані оптимальні та допустимі значення, надає несприятливий вплив на стан здоров'я працюючого.

Все наведене вище свідчить, що робітники, зайняті на монтажних роботах, зазнають широкого кола шкідливих впливів на виробництві. Умови цих впливів різні і неоднозначні: залежить від конкретної професії, роботи, трудового дня і часу роботи.

Будь-яка небезпека зазвичай виникає періодично і загрожує нетривалий час, але потім, мабуть, повторюється знову і знову. Робочий може зіштовхуватися в себе на роботі не тільки з основними джерелами шкідливих

виробничих умов, а й піддавати себе шкідливому "впливу з боку тих, хто працюють навпроти або поруч. Ступінь впливу кожного з джерел шкідливих виробничих умов залежить від тривалості їх прямого впливу на тих, хто працює на своєму робочому місці. Разом з тим, такий же вплив можуть відчувати працівники інших професій, які виконують свою роботу на сусідніх робочих місцях.

8.2. Розробка заходів щодо створення здорових та безпечних умов при будівництві фундаментів

Чинним законодавством обов'язки із забезпечення охорони праці організації покладаються на наймача [28]. Загальний посібник із забезпечення охорони праці покладається на керівника організації чи особу, ним уповноважену. Працівники повинні виконувати обов'язки з охорони праці обсягом вимог їх посадових інструкцій або інструкцій з охорони праці, які повинні бути затверджені наймачем [28]. Посадові інструкції та інструкції з охорони праці повинні бути доведені до працівника (за підписом) під час прийому на роботу або призначення на посаду, переведення на іншу роботу.

Наказами з організації повинні бути призначені особи, відповідальні за забезпечення охорони праці в межах доручених ділянок робіт [28].

Для здійснення методичного керівництва та координації діяльності підрозділів та посадових осіб з охорони праці в організації має бути створена служба охорони праці. В організації повинні періодично проводитись перевірки, здійснюватися контроль та оцінка стану охорони та умов безпеки праці.

При виявленні порушень норм і правил охорони праці працівники повинні вжити заходів щодо їх усунення власними силами, а у разі неможливості цього – припинити роботи та інформувати посадову особу.

У разі виникнення загрози безпеці та здоров'ю працівників відповідальні особи зобов'язані припинити роботи та вжити заходів щодо

усунення небезпеки, а за необхідності – забезпечити евакуацію людей у безпечне місце.

Керівники організацій зобов'язані забезпечити своєчасне навчання безпечним методам та прийомам роботи, проведення інструктажу з питань охорони праці та перевірку знань відповідно до таких вимог.

Керівники та спеціалісти організацій переліком посад керівників та спеціалістів, затвердженим керівником організації, зобов'язані перед допуском до роботи, не пізніше 1 міс. з дня призначення на посаду, а надалі – періодично, у встановлений термін, проходити перевірку знань з питань охорони праці з урахуванням їх посадових обов'язків та характеру виконуваних робіт. Порядок проведення навчання та перевірки знань з питань охорони праці визначається згідно з .

Навчання та перевірка знань з питань охорони праці робітників проводиться під час підготовки, перепідготовки, здобуття другої професії, підвищення кваліфікації. Перед допуском працівників до тимчасової роботи та відряджених працівників необхідно провести вступний інструктаж та первинний інструктаж на робочому місці.

Повторний інструктаж з охорони праці слід проводити з усіма працівниками не рідше ніж раз на 3 міс. За виконання робіт на території іншої організації первинний інструктаж проводить керівник робіт за участю відповідальної особи з охорони праці цієї організації.

Персонал організації (особи), який здійснює обслуговування машин, устаткування, установок і виконує роботи, підконтрольні органам державного нагляду, допускається на роботу вимогами цих органів [28].

Робітники, керівники, спеціалісти та службовці повинні бути забезпечені спецодягом, спецвзуттям та іншими засобами індивідуального захисту. Розрахунок потреби засобів індивідуального захисту наведено у Додатку

Наймач повинен забезпечити працівників санітарно-побутовими приміщеннями (гардеробними, сушарками для одягу та взуття, душовими,

приміщеннями для прийому їжі, відпочинку та обігріву, пунктами та ін.). Підготовка до експлуатації санітарно-побутових приміщень та пристроїв для працюючих на будівельному майданчику має бути закінчена до початку основних будівельно-монтажних робіт.

Безпека монтажних робіт повинна бути забезпечена виконанням таких, що містяться в організаційно-технологічній документації наступних рішень з охорони праці [28]:

- визначення марки крана, місця встановлення та небезпечних зон при його роботі;
- забезпечення безпеки робочих місць на висоті та проходів до них;
- визначення послідовності установки конструкцій;
- забезпечення стійкості конструкцій та частин будівлі у процесі монтажу;
- визначення місць встановлення колективних засобів захисту від падіння людини з висоти;
- визначення схем і способів укрупнювальної складання елементів конструкцій;
- визначення місць кріплення запобіжних поясів.

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт та перебування сторонніх осіб [28].

При зведенні будівель (споруд) забороняється виконувати роботи, пов'язані зі знаходженням людей на одній захватці (дільниці) на поверхах (ярусах), над якими здійснюється переміщення, встановлення та тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій та обладнання.

При неможливості розбивки будівель та споруд на окремі захватки (дільниці) одночасне виконання монтажних та інших будівельних робіт на різних поверхах (ярусах) допускається лише у випадках, передбачених ПВР, за наявності між ними надійних (обґрунтованих відповідним розрахунком на дію ударних навантажень) міжповерхових перекриттів з письмового дозволу та під керівництвом осіб, відповідальних за безпечне виконання робіт.

Використання встановлених конструкцій для прикріплення до них вантажних поліспаств, відвідних блоків та інших монтажних пристроїв допускається лише за згодою проектної організації, яка виконувала робочі креслення конструкцій.

Місця проходу через виїмки мають бути обладнані перехідними містками відповідно до ПВР.

Для проходу на робочі місця у виїмки слід встановлювати трапи або маршові сходи завширшки не менше 0,6 м з огороженнями або приставні сходи 1 м.

Не допускається виконання робіт однією людиною у виїмках глибиною 1,5 м і більше.

Відвали ґрунту, машини, механізми та інші навантаження допускається розміщувати за межами призми обвалення ґрунту на відстані, встановленій у ПВР, але не менше 0,6 м. При розрахунку стійкості укосів необхідно враховувати навантаження, що перевищують 10 кН.

Не дозволяється розробляти ґрунт у виїмках «підкопом».

Одностороннє засипання пазух підпірних стін та фундаментів допускається відповідно з ПВР після здійснення заходів, що забезпечують стійкість конструкції за прийнятих умов, способів та порядку засипки.

Виробництво робіт, пов'язаних із знаходженням працівників у виїмках з вертикальними стінками без кріплень у нескельних і не замерзлих ґрунтах вище за рівень ґрунтових вод та за відсутності поблизу підземних споруд, допускається за їх глибини, м, не більше:

- 1 – у насипних незлежаних та піщаних ґрунтах;
- 1,25 - в супесях;
- 1,5 – у суглинках та глинах.

Не допускається знаходження людей під монтованими елементами конструкцій та обладнання до встановлення їх у проектне положення.

При необхідності знаходження працюючих під обладнанням, що монтується (конструкціями) повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих [28].

Елементи конструкцій, що монтуються, або обладнання під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування та обертання гнучкими відтяжками.

До початку виконання монтажних робіт необхідно встановити порядок обміну сигналами між особою, керівним монтажем та машиністом крана.

Усі сигнали подаються лише однією особою (бригадиром, ланковим, такелажником-стропальником), крім сигналу «Стоп», який може бути поданий будь-яким працівником, який помітив небезпеку [28].

В особливо відповідальних випадках (при підйомі із застосуванням складного такелажу, методу повороту, при насуванні великогабаритних і важких конструкцій, при підйомі їх двома або більше механізмами тощо) сигнали повинен подавати лише керівник робіт.

Стропування елементів, що монтуються, слід проводити в місцях, зазначених у робочих кресленнях, і забезпечити їх підйом і подачу до місця встановлення в положенні, близькому до проектного.

Забороняється підйом елементів будівельних конструкцій, що не мають монтажних петель, отворів або маркування та міток, що забезпечують їх правильне стропування та монтаж.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, від бруду і криги необхідно проводити до їх підйому.

Монтовані елементи слід піднімати плавно, без ривків, розгойдування та обертання.

Піднімати конструкції слід у два прийоми: спочатку на висоту від 0,2 до 0,3 м, потім після перевірки надійності стропування проводити подальший підйом.

При переміщенні конструкцій або обладнання відстань між ними та частинами, що виступають, змонтованого обладнання або інших конструкцій повинна бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі – не менше 0,5 м.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій та обладнання на вазі.

Встановлені у проектне положення елементи конструкцій або обладнання повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їхня стійкість та геометрична незмінність.

Розстропування елементів конструкцій та обладнання, встановлених у проектне положення, слід проводити після постійного або тимчасового їх закріплення згідно з проектом. Переміщати встановлені елементи конструкцій або обладнання після їх розстропування, за винятком випадків використання монтажного оснащення, передбачених ПВР, не допускається.

До закінчення вивіряння та надійного закріплення встановлених елементів не допускається спирання на них вищерозташованих конструкцій, якщо це не передбачено ПВР.

Екскатор під час роботи повинен бути встановлений на спланованому майданчику та, щоб уникнути мимовільного переміщення, закріплений інвентарними упорами. Застосовувати для цього дошки, колоди, каміння та інші випадкові предмети забороняється. Шлях, яким пересувається екскаватор у межах будівельного майданчика, має бути заздалегідь вирівняний, але в слабких ґрунтах, посилений інвентарними щитами.

Під час руху стрілу одноковшового екскаватора необхідно встановлювати строго у напрямку ходу, а ківш піднімати над землею на 0,5 - 0,7 м. Забороняється пересування екскаватора з навантаженим ковшем.

Переміщення екскаватора, крім пневмоколісного, штучними спорудами (мости, шляхопроводи тощо) допускається лише після отримання дозволу відповідних організацій.

Пересування екскаватора під час ожеледиці допускається в тому випадку, якщо буде вжито заходів проти ковзання його гусениць. Пересування екскаватора через дрібні річки вбхід проводиться з дозволу відповідального керівника робіт після обстеження руху.

Розмір небезпечної зони під час роботи екскаватора дорівнює радіусу дії плюс 5 м. Радіус дії екскаватора дорівнює найбільшому вильоту стріли.

Приступати до роботи за відсутності інженерних засобів безпеки машиністу не дозволяється, оскільки це може призвести до тяжкої травми або аварії. Всі деталі, що обертаються - маховики, зубчасті колеса, ланцюгові і ремінні передачі - повинні бути огорожені кожухами; трапи, сходи та інше обладнання, призначене для обслуговування механізмів усередині екскаватора, мають бути завжди справними.

Спуск та підйом екскаватора при куті нахилу місцевості більше встановленого паспортними даними необхідно здійснювати із застосуванням тягачів у присутності механіка, виробника робіт чи майстра.

Якщо екскаватор має електричний привід, для живлення електричним струмом потрібно встановити підключний пункт, надійно з'єднаний із заземлюючим пристроєм.

Живлення електродвигунів екскаватора електричним струмом з підключного пункту повинно проводитись через чотирижильний шланговий кабель. Заземлююча жила кабелю одним кінцем приєднується до заземлюючого затискача підключного пункту (рубильника), а іншим - до затискача заземлення корпусу екскаватора. Усі роботи, пов'язані з підключенням, вимкненням або ремонтом електротехнічних пристроїв, повинні проводитись електриком, що має групу з електробезпеки не нижче III. Вмикати, вимикати та ремонтувати електрообладнання машиністу екскаватора забороняється.

Чистити ківш та оглядати головні блоки можна після зупинки екскаватора та опускання ковша з відома машиніста.

У разі тимчасового припинення робіт, а також при ремонті екскаватор повинен бути переміщений на відстань не менше ніж 2 м від краю відкритої траншеї, а ківш опущений на ґрунт. Обов'язково потрібно підкласти опори з обох боків гусениць чи коліс.

При розробці, транспортуванні, розвантаженні, плануванні та ущільненні ґрунту двома і більше самохідними або причіпними машинами (скрепери, грейдери, ковзанки, бульдозери та ін.), що йдуть один за одним, необхідно дотримуватись відстань між ними не менше 5 м.

Ущільнення ґрунту трамбуванням поблизу підірних стін фундаментів та інших конструкцій проводиться на відстані та в порядку, зазначеному проектом виконання робіт [28].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У процесі виконання кваліфікаційної роботи магістра розглядалася одноповерхова будівля конферми на 60 голів у Чернігівській області, виконана у сталевому каркасі.

Автором було зосереджено увагу на основних принципах проектування одноповерхових тваринницьких комплексів із наявністю сталевих несучих елементів каркасу.

Найбільш вагомі результати можна представити у вигляді наступних висновків та отриманих рекомендацій:

1. Детально розглянуто загальну характеристику центрально-стиснутих сталевих колон: існуючі типи перерізів, типи решіток, конструктивні вузли.

2. Побудований алгоритм розрахунку стержня суцільної центрально-стиснутої колони із урахуванням забезпечення місцевої стійкості та конструктивного оформлення стержня.

3. Досліджено вплив решітки на роботу наскрізних сталевих центрально-стиснутих колон. Наведені заходи щодо раціонального підбору перерізу наскрізної центрально-стиснутої колони.

4. Побудована розрахункова схема та відображений алгоритм щодо визначення зусиль у решітках центрально-стиснутої колони. Наведені принципи проектування планок, розкісної решітки та бази центрально-стиснутих колон (на прикладі варіанту з листовими траверсами).

Обґрунтовано, що приведена гнучкість наскрізної центрально-стиснутої колони λ_{ef} відносно вільної осі $y - y$ більше звичайної гнучкості λ_y відносно тієї ж осі внаслідок деформативності решітки.

5. Представлені особливості проектування сполучення центрально-стиснутих колон з балками, оголовки сталевих центрально-стиснутих колон.

Наведені відповідні вузли-сполучення центрально-стиснутих колон з балками: оголовок колони з вільним спиранням балок зверху (варіант 1); оголовок з вільним спиранням балок зверху (зі зміщеними опорними ребрами балок, – варіант 2); оголовок зі спиранням балок збоку (варіант 3).

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

Характеристика джерел	№ посилання	Бібліографічний опис
Нормативний документ	1	Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2014. – 205 с. – (Державні будівельні норми)
Курс лекцій	2	Пічугін С.Ф. Курс лекцій із дисципліни «Металеві конструкції» для студентів, які проходять підготовку бакалаврів за спеціальністю 0901 «Будівництво та цивільна інженерія». Частина 2 «Сталеві каркаси одноповерхових виробничих будівель (ОВБ)» – Полтава: ПолтНТУ, 2018. – 65 с.
Підручник	3	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.
Підручник	4	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.
Нормативний документ	5	Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
Навчальний посібник	6	Гілодо О. Ю. Металеві конструкції у питаннях та відповідях : навч. посіб. / О.Ю. Гілодо. – Одеса : Астропринт, 2019. – 120 с.
Підручник	7	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.
Навчальний посібник	8	Винников. Ю.Л., Пічугін С.Ф., Довженко О.О., Дмитренко А.О. Будівельні

		конструкції: навчальний посібник. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. – 400 с.
Тези доповідей	9	Дмитренко Є.А. Урахування сумісної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону у складі пролітних згинальних металевих конструкцій / Є.А. Дмитренко, М.А. Андрієвська , І.А. Яковенко // Зб. тез доп. міжн. наук.-техн. конф. «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (13–15 червня 2024 р., м. Одеса). – О. : ОДАБА, 2024. – С. 45–47.
Наукова стаття	10	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
Тези доповідей	11	Усенко М.В. Дослідження принципів зеленого будівництва: вплив зелених дахів на управління зливовими водами / М.В. Усенко, М.А. Андрієвська // Збірник тез доповідей ХХІІІ Міжнародної конференції науково-педагогічних працівників, наукових співробітників та аспірантів «Проблеми та перспективи розвитку технічних та біоенергетичних систем природокористування конструювання та дизайн» (11–12 квітня 2024 р.), – К. : НУБіП України, 2024. – С. 98–100
Нормативний документ	12	Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України.
Нормативний документ	13	Будинки і споруди. Будівлі і споруди для тваринництва : ДБН В.2.2- 1-95. – [Чинний з 1995-02-01]. – К. : Держкоммістобудування України, 1995. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
Нормативний документ	14	Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).

Нормативний документ	15	Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011–06–01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
Нормативний документ	16	Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–01–10]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державний стандарт України).
Навчальний посібник	17	Польовий Л.В. Проектування та будівництво підприємств із виробництва і переробки продукції тваринництва: практикум: навч. посіб..Ч. 1 / Л.В. Польовий, О.С. Яремчук, М.О. Захаренко. – 2-е вид., перероб., доповнене. – Вінниця: ВЦ ВНАУ, 2013. – 308 с.
Навчальний посібник	18	Барабаш М.С. Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій: навч. посіб. / М.С. Барабаш, С.В. Козлов, Д.В. Медведенко. – К. : НАУ, 2012. – 572 с.
Нормативний документ	19	Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2–12:2019. – [Чинний з 2019–10–01]. – К. : Мінгеріон України, 2019. – 177 с. – (Державні будівельні норми).
Методичні вказівки	20	Пікула О.А. Проектування та будівництво підприємств із виробництва та переробки продукції тваринництва. Методичні вказівки до виконання практичних робіт студентами денної форми навчання Рівень вищої освіти перший (бакалаврський) Галузь знань 20 Аграрні науки та продовольство Спеціальність 204 Технологія виробництва і переробки продукції тваринництва Освітньо-професійна програма Технологія виробництва і переробки продукції тваринництва – Вінниця: РВВ ВНАУ, 2022. – 58 с
Нормативний документ	21	Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1–10–2018. – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 161 с. – (Державні будівельні норми України).

Навчальний посібник	22	Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія / І.О.Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. – Луцьк: ЛНТУ, 2017. – 296с.
Навчальний посібник	23	Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій [Engineering protection and preparation of territories] : 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.
Навчальний посібник	24	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.
Нормативний документ	25	Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с.
Конспект лекцій	26	Угненко Є.Б. Основи організації будівництва та будівельного виробництва : конспект лекцій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко, Н.В. Белікова . – Харків : УкрДУЗТ, 2019. – Ч. 1. – 81 с.
Нормативний документ	27	Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016.
Нормативний документ	28	Охорона праці і промислова безпека в будівництві : ДБН А.3.2–2–2009. – [Введені в дію з 2012–04–01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 116 с.
Навчальний посібник	29	Брагінець М.В., Науменко О.А., Нанка О.В., Брагінець Т.М.: навч. посібник. Інноваційні технічні системи у тваринництві. – Харків: Дісса+, 2021. – 378 с
Довідник	30	Техніко-економічні параметри та планувальні рішення реконструкції і нового будівництва молочних ферм : довідник / І. А. Помітун [та ін.] ; Нац. акад. аграр. наук України, Ін-т тваринництва. – Харків, 2016. – 374 с.

ДОДАТКИ