

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

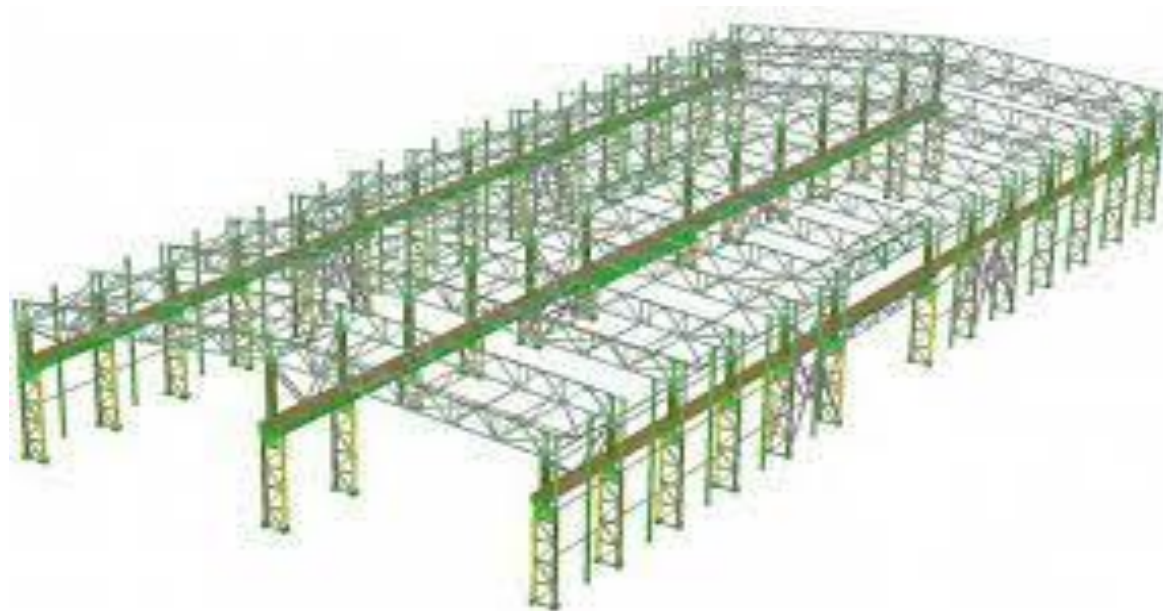
**МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ**

**«КОМПОНУВАННЯ КАРКАСУ ОДНОПОВЕРХОВИХ ВИРОБНИЧИХ  
БУДІВЕЛЬ ТА ЇХ СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК»**

до практичних занять  
із навчальної дисципліни

**«ОСНОВИ ПРОЄКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної  
форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,  
освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)*



**Харків**  
**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**  
**2025**

Методичні рекомендації «Компонування каркасу одноповерхових виробничих будівель та їх статичний розрахунок» до практичних занять із навчальної дисципліни «Основи проєктування металевих конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : Д. Л. Череднік, В. В. Рюмін, Ю. Ю. Солодовник. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 64 с.

Укладачі: канд. техн. наук, проф. Д. Л. Череднік,  
канд. техн. наук, доц. В. В. Рюмін,  
асист. Ю. Ю. Солодовник

Рецензент

**С. М. Яровий**, доктор технічних наук, професор кафедри будівельного проєктування Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

*Рекомендовано кафедрою будівельного проєктування, протокол № 29 від 20.12.2024*

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ .....	5
1.1 Вплив умов експлуатації на конструктивні рішення.....	6
1.2 Економічні фактори і їхній вплив на конструктивні рішення.....	6
2 КОНСТРУКТИВНІ СХЕМИ ОДНОПОВЕРХОВИХ КАРКАСІВ.....	7
3 КОМПОНУВАННЯ КАРКАСІВ ОДНОПОВЕРХОВИХ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ.....	11
3.1 Компонування поперечних рам .....	14
3.2 Система в'язей у каркасах .....	19
4 НАВАНТАЖЕННЯ НА КАРКАСИ .....	21
4.1 Постійні навантаження .....	21
4.2 Снігові навантаження.....	23
4.3 Навантаження від мостових кранів .....	24
4.4 Вітрове навантаження.....	24
5 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ .....	25
5.1 Вихідні дані.....	25
5.2 Визначення вертикальних розмірів поперечної рами .....	26
5.3 Визначення горизонтальних розмірів поперечної рами.....	28
5.4 Визначення розрахункової осі поперечної рами.....	29
5.5 Визначення навантажень, що діють на поперечну раму.....	32
5.5.1 Визначення постійних навантажень від ваги конструкцій покриття ...	32
5.5.2 Визначення навантаження на покриття від снігу .....	34
5.5.3 Визначення навантаження від мостових кранів.....	36
5.5.4 Визначення вітрового навантаження .....	43
5.6 Статичний розрахунок поперечної рами .....	46
5.6.1 Визначення жорсткостей елементів рами.....	46
5.6.2 Розрахункові схеми рами від окремих навантажень .....	48
5.6.3 Комбінації навантажень.....	48
5.6.4 Результати статичного розрахунку.....	49
СПИСОК ДЖЕРЕЛ .....	54
ДОДАТКИ.....	56

## ВСТУП

Методичні рекомендації до практичних занять з навчальної дисципліни «Основи проєктування металевих конструкцій» ґрунтуються на сучасних методах розрахунку та проєктуванні будівельних конструкцій, будівель та інженерних споруд з металу.

Метою цієї роботи є оволодіння практичними навичками визначення вертикальних та горизонтальних розмірів поперечної рами сталевого каркасу виробничих будівель, навантажень, що на неї діють (постійних, снігових, кранових та вітрових), жорсткостей її елементів та виконання статичного розрахунку за допомогою сучасного програмного комплексу SCAD Office.

Тема і зміст методичних рекомендацій належать до вивчення основних понять, які застосовуються при виборі основних габаритів, генеральних розмірів та прив'язок несучих елементів до координаційних осей промислових будівель, визначення постійних та змінних навантажень, що діють на раму, вихідних даних, розрахункових схем від окремих навантажень та їх комбінацій та виконання статичного розрахунку з урахуванням діючих державних будівельних норм та стандартів. Як об'єкт, що розраховується і проєктується, використана конструктивна схема у вигляді однопролітної промислової, сталевий будівлі без улаштування ліхтарів на покритті.

При проєктуванні виробничих будівель необхідно враховувати, що вони є комплексом будівельних конструкцій, який сприймає статичні й динамічні навантаження, що виникають від власної ваги, а також від кліматичних і технологічних впливів. Будь-яка виробнича будівля створюється для розміщення в ній певного технологічного виробничого процесу. Особливості технологічного процесу та умови його нормального функціонування визначають об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення будівель, тому ці особливості слід враховувати при проєктуванні будівель, і вони повинні бути відображені в технологічному завданні на виконання проектних робіт.

## 1 ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

Каркас виробничої будівлі становить єдину просторову систему конструкцій, яка сприймає діючі на неї впливи і передає зусилля, що виникають при цьому, на фундаменти. При проектуванні виділяють основні несучі конструкції (плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями, які жорстко або шарнірно з'єднані між собою) і огорожувальні (покрівлі, стіни) [1–4].

Принципова конструктивна схема сталевого каркаса наведена на рисунку 1.1.

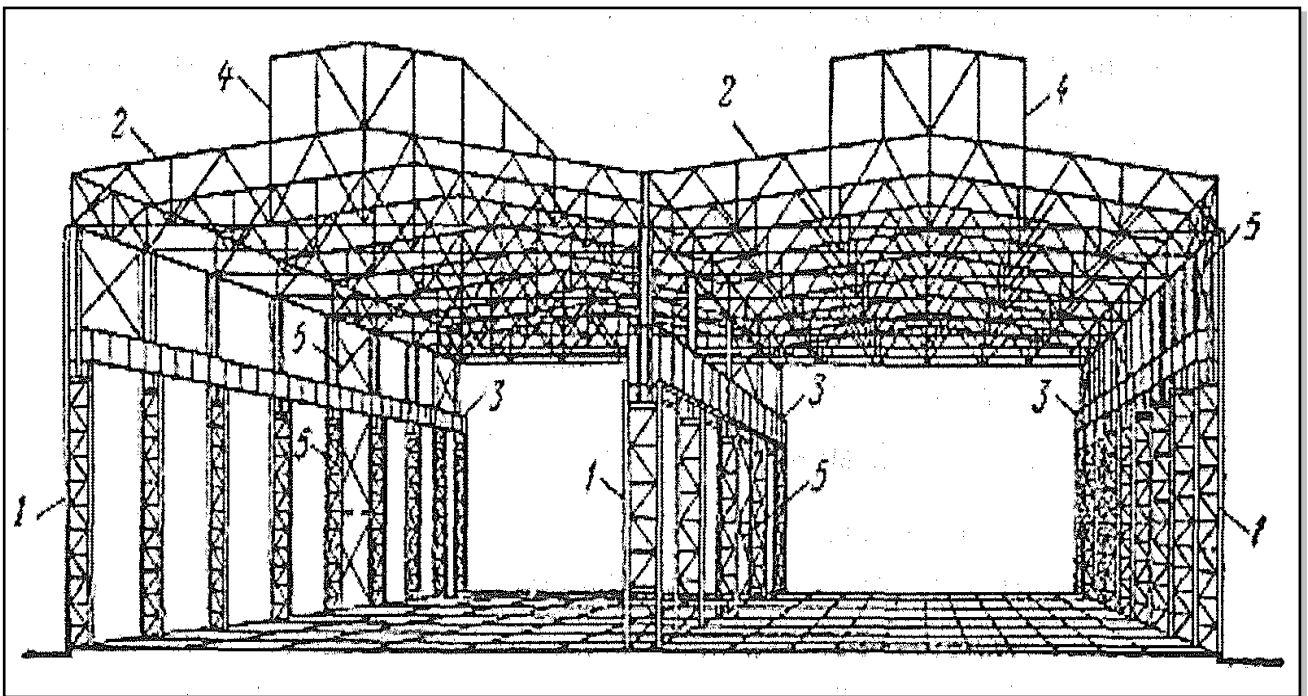


Рисунок 1.1 – Конструктивна схема каркасу двопрогонової виробничої будівлі: 1 – колони; 2 – кроквяні ферми; 3 – підкранові балки; 4 – світлоаераційні ліхтарі; 5 – в'язі по колонах

Основу каркаса становлять поперечні рами, утворені колонами і ригелями, що жорстко або шарнірно з'єднані між собою. Відстань між осями колон у поперечному напрямку називається прольотом, а в поздовжньому – кроком рам.

На поперечні рами обпираються розташовані в поздовжньому напрямі підкранові балки, несучі конструкції покриття (плити або прогони), а також ліхтарі. Жорсткість і незмінюваність каркаса в поздовжньому напрямку забезпечується системою в'язей по покриттю і вертикальних в'язей по колонах.

До елементів каркаса прикріплюються огорожувальні конструкції. Для підтримання стінового огороження, вікон і воріт передбачаються елементи стінового каркаса, який має назву фахверк і також прикріплюється до поперечних рам.

### **1.1 Вплив умов експлуатації на конструктивні рішення**

При проектуванні виробничих будівель в першу чергу необхідно забезпечити умови нормального функціонування технологічного процесу випуску продукції, а також нормальні санітарно-гігієнічні умови для працюючих. Конструктивні рішення основних несучих елементів каркасу залежать насамперед від габаритів будівлі, типу покриття, наявності підіймально-транспортного обладнання, типу і вантажопідйомності кранів, режиму їхньої роботи, характеру внутрішньоцехового середовища, кліматичного району будівництва [1].

На фізичну довговічність і надійність роботи сталевих конструкцій впливають систематичні динамічні за природою кранові навантаження, ступінь агресивності внутрішнього середовища, температурно-вологісний режим експлуатації, ступінь відповідальності будівлі.

### **1.2 Економічні фактори і їхній вплив на конструктивні рішення**

Основним узагальнюючим критерієм ефективності конструктивного рішення є вартість конструкції, яка включає витрати на проектування, вартість сталі та інших матеріалів (зварювальні матеріали, металеві вироби), витрати виробництва на виготовлення конструкцій, транспортування та монтаж.

Оптимальними вважаються конструкції, які забезпечують мінімальні витрати сталі та найменшу трудомісткість виготовлення і монтажу [1, 5, 9, 10].

Проектування будь-якого об'єкта завжди починається з вибору матеріалу несучих конструкцій [5, 7, 8, 11]. Оцінюються як фізичні можливості матеріалу, так і наявність у районі будівництва необхідної індустріальної бази для виготовлення конструкцій, відстані та засоби їх транспортування від заводу-виробника до будівельного майданчика, наявність засобів монтажу, особливості експлуатації і навіть можливість реконструкції будівлі в подальшому. Техніко-економічний аналіз, який виконується з урахуванням наведених вище факторів, показує, що в багатьох випадках застосування саме сталевих конструкцій стає раціональним не тільки при дії великих навантажень за великих прольотів та висот, але й при відносно малих габаритах будівель.

При розробленні конструктивної схеми беруться до уваги варіанти, які забезпечують мінімальні витрати сталі на об'єкт. Особливий вплив на матеріаломісткість каркаса має крок несучих конструкцій, що, в свою чергу, впливає на масу елементів, розміщених у поздовжньому напрямі, – підкранових балок, підкранових ферм, прогонів – і менше позначається на масі ригелів і фахверка.

## **2 КОНСТРУКТИВНІ СХЕМИ ОДНОПОВЕРХОВИХ КАРКАСІВ**

Основу каркасів виробничих одноповерхових будівель становлять площинні поперечні рами, утворені колонами та ригелями, що на них спираються. Поперечні рами забезпечують геометричну незмінюваність і жорсткість каркаса у поперечному напрямку. Каркас виробничих будівель являє собою послідовність однакових поперечних рам, розташованих з кроком  $B$  і з'єднаних поздовжніми конструктивними елементами (наприклад, підкрановими балками) та в'язями. Основні особливості конструктивних

рішень каркаса, що враховують умови експлуатації, наявність і вид кранового обладнання, величину і кількість прольотів, відображаються, насамперед, у схемах поперечних рам і обумовлюють їх велику різноманітність [1, 4].

Залежно від наявності та виду кранового обладнання каркаси поділяють на безкранові чи обладнані мостовими чи підвісними кранами. Крім того, залежно від кількості колон у поперечному напрямі каркаси розподіляють на однопролітні та багатопролітні (рис. 2.1, 2.2).

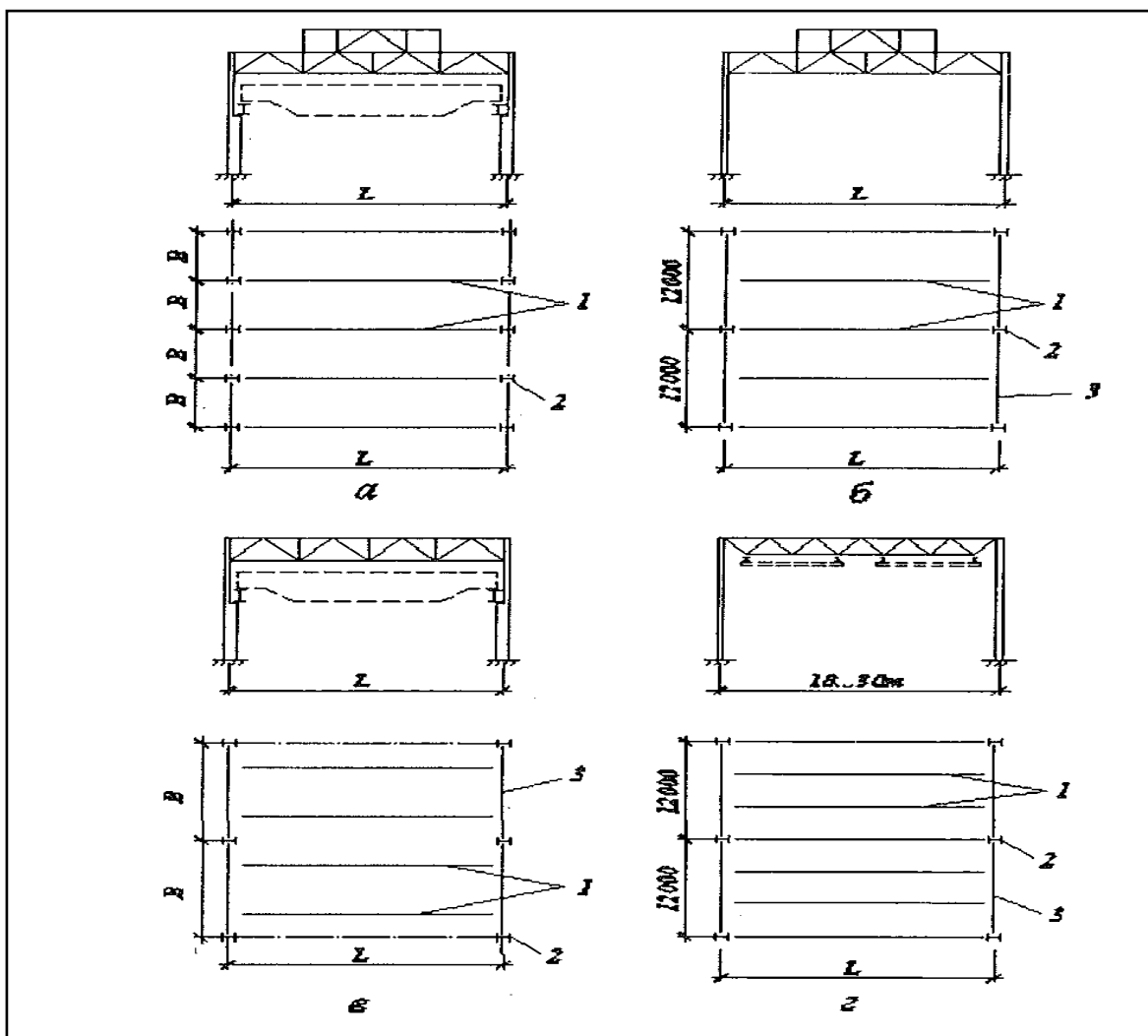


Рисунок 2.1 – Конструктивні схеми однопролітних каркасів: *a* – крок колон дорівнює кроку ферм; *б, в, г* – крок колон більший за крок ферм; 1 – кроквяні ферми; 2 – колони; 3 – підкроквяні ферми

В одноповерхових каркасах крок колон і ригелів найчастіше приймають однаковим і таким, що дорівнює 6 м, особливо при наявності підвісних кранів і в безкранових будівлях. У безкранових будівлях крок ригелів залежить від несучої здатності прогонів або від довжин збірних залізобетонних плит, які дорівнюють 6 м і 12 м. При прогонному покритті розмір кроку може відрізнятись від модульного, і в безкранових каркасах невеликої висоти економічно ефективним може бути крок колон навіть менший, ніж 6 м (рис. 2.1, з).

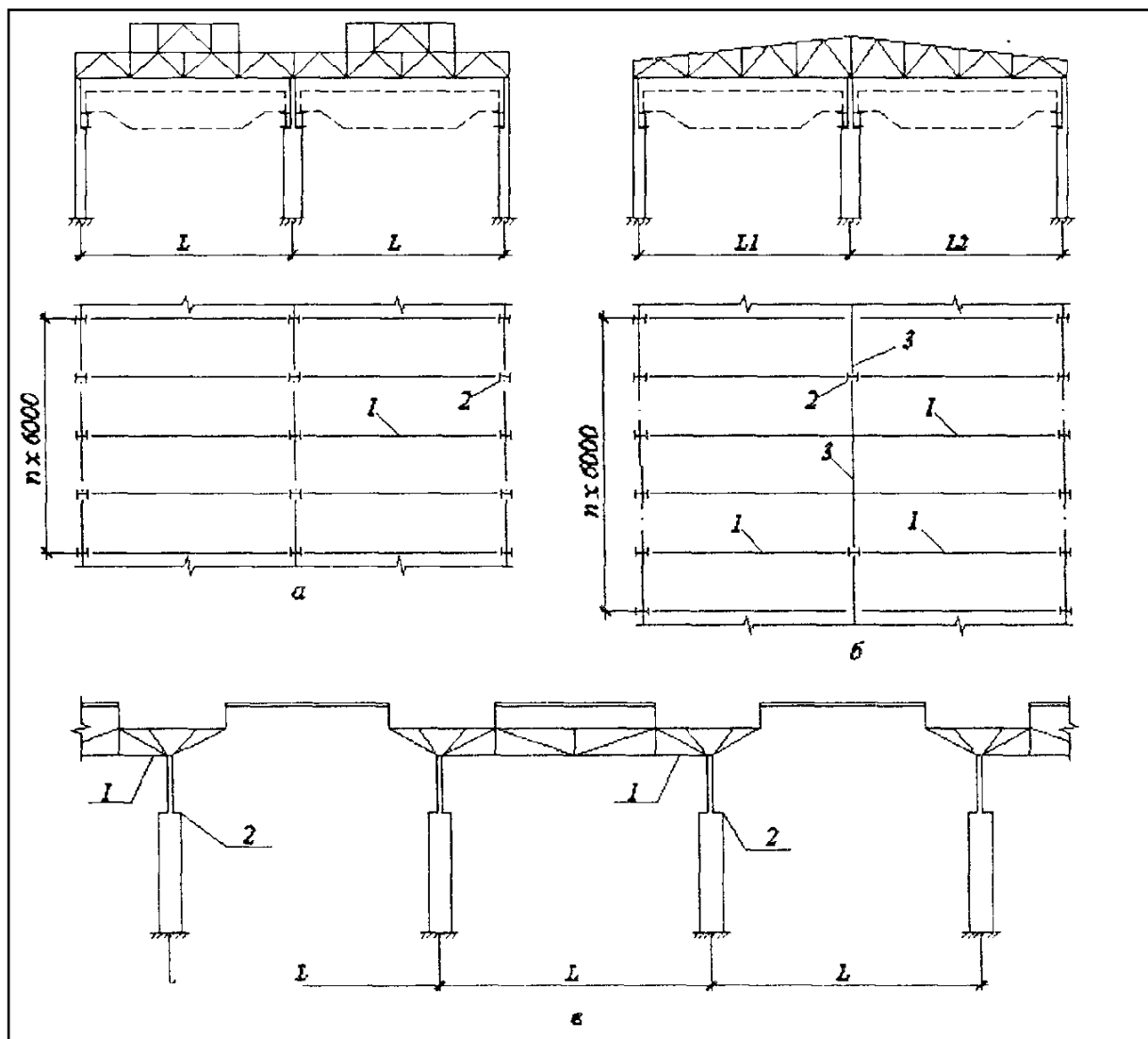


Рисунок 2.2 – Конструктивні схеми багатопролітних каркасів: *a* – крок колон по зовнішніх і внутрішніх рядах однаковий; *б* – крок колон по зовнішніх і внутрішніх рядах різний; *в* – рама з консольними фермами; 1 – кроквяні ферми; 2 – колони; 3 – підкраново-підкроквяна ферма

У каркасах з опорними кранами крок колон і ригелів 12 м ускладнює підкранові конструкції і вимагає влаштування фахверка для кріплення стінового огороження, внаслідок чого таке рішення вважається доцільним лише в будівлях з прольотами понад 30 м, значної висоти ( $H \geq 14$  м) і з кранами великої вантажопідйомності ( $Q \geq 50$  т).

Крок колон у поздовжньому напрямі для максимальної уніфікації елементів зазвичай встановлюється однаковим по крайніх і середніх рядах, проте для деяких виробництв з метою звільнення внутрішнього простору крок колон по середніх рядах може бути прийнятий більшим, ніж по крайніх. При цьому по середніх колонах встановлюються підкроквяні або підкраново-підкроквяні ферми (рис. 2.2, б).

Для деяких виробництв умови технологічного процесу можуть обумовлювати проектування каркасів з прольотами різної висоти для зменшення внутрішнього об'єму, однак при цьому конструктивні рішення каркаса ускладнюються і тому перепади висот між сусідніми прольотами робити меншими ніж 1,2 м не рекомендується (рис. 2.3).

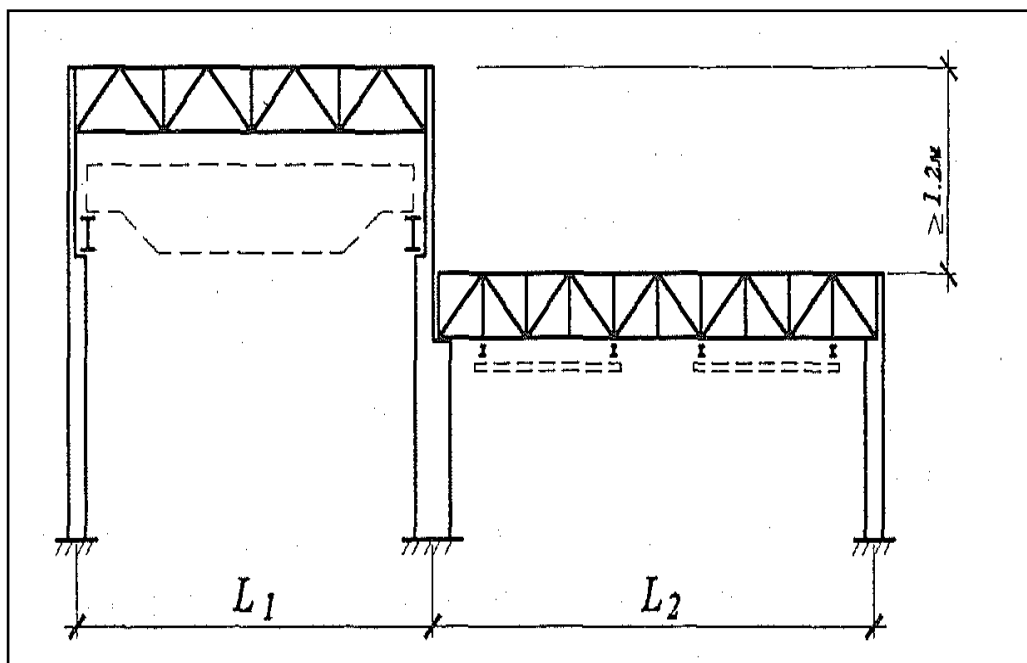


Рисунок 2.3 – Схема рами з прольотами різної висоти і довжини

### **3 КОМПОНУВАННЯ КАРКАСІВ ОДНОПОВЕРХОВИХ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ**

Для забезпечення однотипності параметрів каркасів, можливості використання типових елементів при розробленні проєктів виробничих будівель доцільно дотримуватись вимог ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри (ГОСТ 23838-89, MOD) і СНіП 2.09.02-85\* Виробничі будівлі. Зі змінами щодо кроку колон, прольоту будівель та висоти приміщень.

Для спрощення конструктивної форми одноповерхові будівлі рекомендується проєктувати з паралельно розташованими прольотами, які мають однакову ширину і висоту. Будівлі з прольотами у двох взаємно перпендикулярних напрямках, а також різної висоти та ширини допускається проєктувати тільки тоді, коли це обумовлено технологічним процесом. Перепади висот 1,2 м і менше між прольотами одного напрямку не рекомендуються, бо це призводить до збільшення трудомісткості виготовлення конструкцій і снігового навантаження внаслідок утворення снігових мішків.

При великій довжині й ширині будівель в елементах каркаса можуть виникати зусилля, обумовлені деформаціями внаслідок перепаду температур. Для зменшення температурних впливів каркас будівлі розчленовують температурними швами на окремі температурні блоки (рис. 3.1).

У таблиці 3.1 наведено встановлені [5] найбільші відстані між температурними швами  $l_u$ , при яких впливом температур можна нехтувати при визначенні зусиль в основних елементах каркаса. Встановлені граничні розміри температурних блоків можуть бути збільшені лише на підставі розрахунку каркасів на кліматичні температурні впливи з урахуванням жорсткості стінового огородження, непружних деформацій конструкцій та піддатливості вузлів.

Таблиця 3.1 – Найбільша відстань між температурними швами

Характеристика		Найбільша відстань $l_u$ , м, між температурними швами для архітектурно-будівельних кліматичних районів із середньою місячною температурою повітря у січні	
		вищою за 0 °С	нижчою за 0 °С
споруди	відстані		
	вздовж блока	350	280
Опалюваний будинок	поперек блока	230	180
	вздовж блока	300	240
Неопалюваний будинок	поперек блока	180	150
	вздовж блока	230	180
Гарячий цех	поперек блока	140	120
	Відкрита естакада	Вздовж осі	180

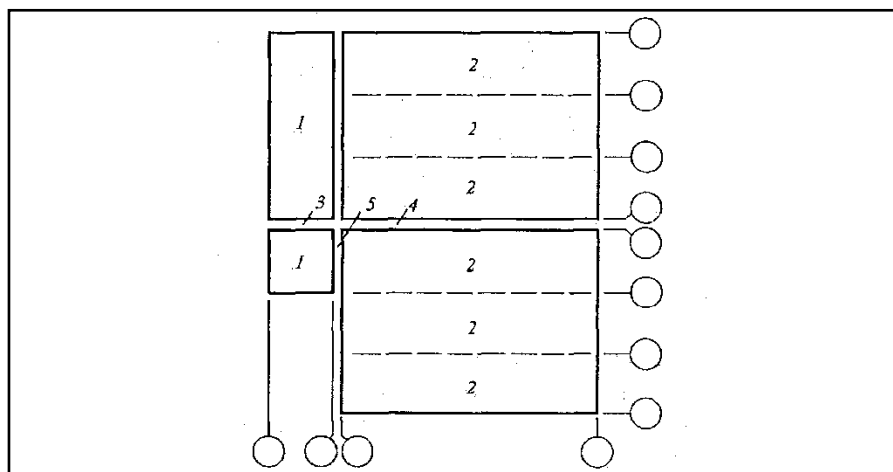


Рисунок 3.1 – Схема розміщення температурних швів у будівлі:

1 – перпендикулярні прольоти; 2 – паралельні прольоти; 3 – поперечний шов; 4 – поздовжній шов; 5 – шов прилягання взаємно перпендикулярних прольотів

Температурні шви і перепади висот здійснюються, як правило, на парних колонах, хоча не виключена можливість виконання їх на поодиноких колонах.

Прив'язка крайніх колон до поздовжніх осей залежить від кроку колон, наявності й типу вантажопідйомного обладнання, вантажопідйомності та групи режимів роботи кранів. Поздовжня координаційна вісь може бути або

суміщена із зовнішньою гранню колони ( $a = 0$ ) або зміщена із зовнішньої грані на  $a = 250$  чи  $500$  мм (рис. 3.2, *a, б*).

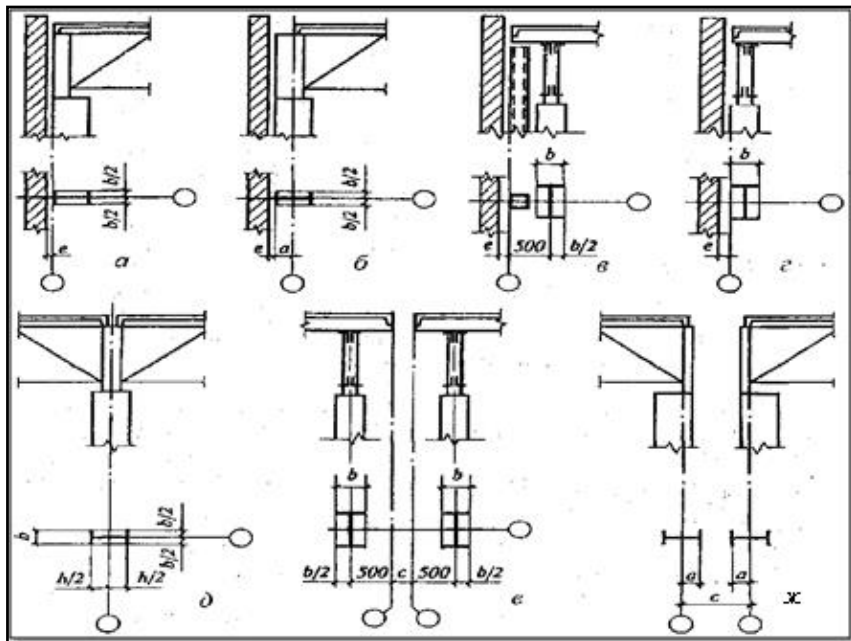


Рисунок 3.2 – Прив’язки колон до координаційних осей: *a, б* – крайніх рядів; *в, г* – в торці будівлі; *д* – середніх рядів; *e* – поперечних температурних швів; *ж* – у місцях розташування поздовжніх температурних швів

Відповідно до вимог уніфікації прольоти будівель (відстані між колонами в поперечному напрямку) призначаються кратними 6 м, для виробничих будівель  $L = 18, 24, 30, 36$  м і більше. При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні можуть бути використані прольоти, кратні 3 м (тобто  $L = 15, 21, 27, 33$  м і т. д.). Уніфікований крок колон крайніх рядів у поздовжньому напрямку  $B$  також приймається кратним 6 м і становить 6 м або 12 м (рис. 3.3, *a*).

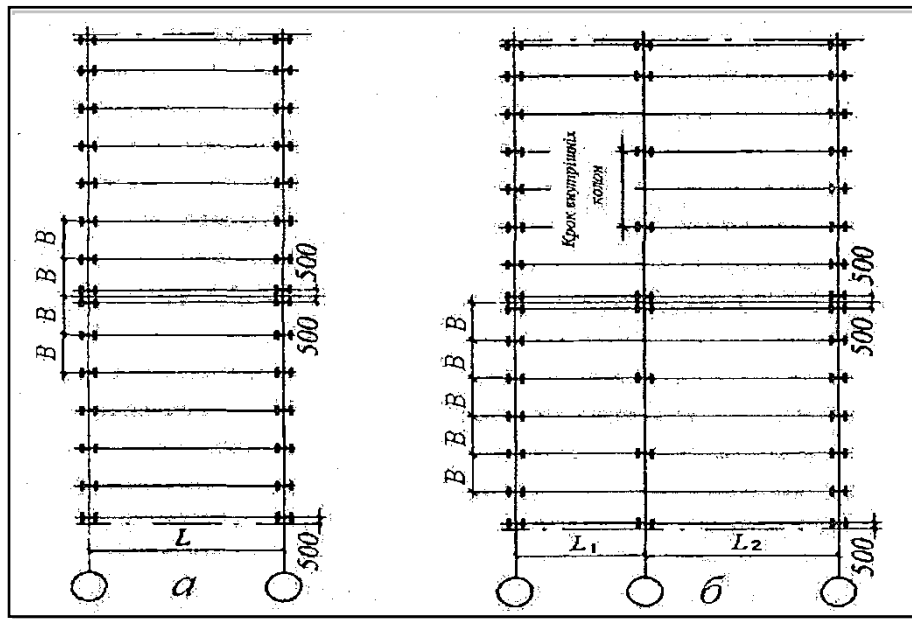


Рисунок 3.3 – Схеми розміщення колон у будівлях: *a* – однопролітних;  
*б* – багатопролітних

### 3.1 Компонування поперечних рам

Призначаючи розміри поперечних рам каркасів, треба керуватися, насамперед, технологічним завданням на проектування, в якому вказуються габарити технологічного і вантажопідйомного обладнання. Вертикальні розміри рами прив'язують до умовної нульової позначки, за яку приймають рівень чистої підлоги, а горизонтальні – до координаційних осей будівлі.

За корисну висоту будівлі  $H_0$  приймають відстань від рівня чистої підлоги до низу ферми і призначають її кратною 0,6 м. При цьому виходять з того, що зазор між верхньою точкою технологічного обладнання і низом конструкцій покриття повинен становити 200–400 мм.

У будівлях з мостовими опорними кранами (рис. 3.4, *a, б*) вертикальні розміри визначають з урахуванням габаритів кранового обладнання і позначення рівня головки рейки  $H_1$ , яка залежить від необхідної висоти підйому гака крана. Визначальними габаритними розмірами крана є висота моста крана  $H_{cr}$  (відстань від головки рейки до верхньої точки візка крана),

звис моста крана  $B_{cr}$  (ширина виступаючої частини моста крана за вісь рейки) та проліт крана  $L_{cr}$  (відстань між осями кранових рейок) (рис. 3.4, з).

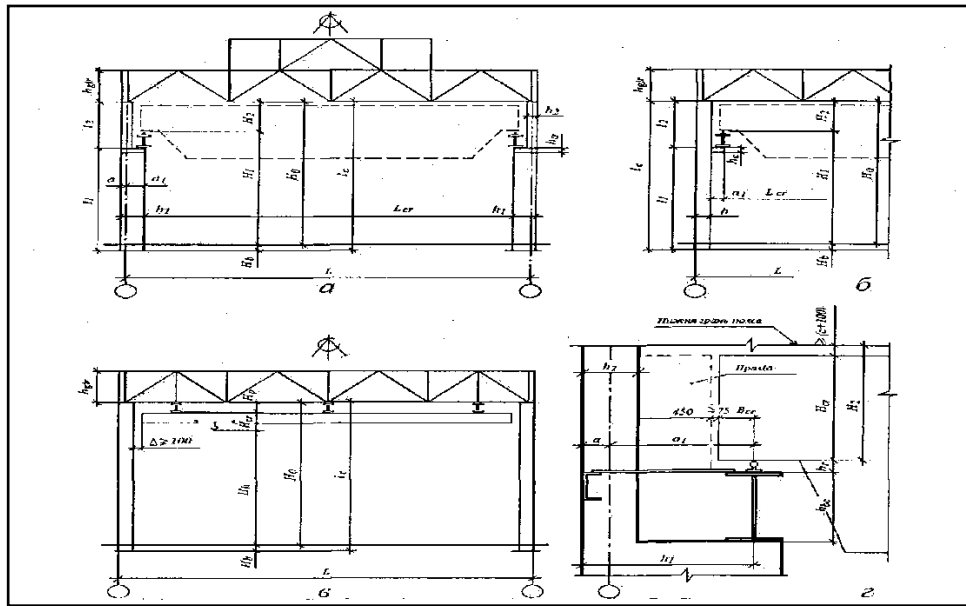


Рисунок 3.4 – До компоновання поперечних рам: а, б – з мостовими опорними кранами; в – з підвісними опорними кранами; з – визначення розмірів при проході збоку

Габарити та інші вихідні дані щодо кранів, необхідні для проектування, потрібно приймати за чинними державними стандартами на крани або каталогами заводів-виробників. Для навчального проектування можна скористатися рисунком А.1 та даними, наведеними в таблиці А.1 додатка А.

Необхідну відстань від головки рейки до низу ригеля (кроквяної ферми) визначають за формулою

$$H_2 = H_{cr} + c + 100 \text{ мм}, \quad (3.1)$$

де 100 мм – допуск на виготовлення кранів;  $c$  – зазор, який враховує прогин ригеля і габарит виступаючих вниз елементів, а також можливе провисання в'язей [15]. При компованні рами можна приймати  $c = 200$  мм при прольотах  $L = 18$  і  $24$  м,  $c = 300$  мм при  $L = 30$  м і  $c = 400$  мм при  $L = 36$  м. Для ферм, що виготовляються з будівельним підйомом, розмір  $c$  можна не враховувати.

Корисна висота будівлі становитиме

$$H_0 = H_1 + H_2 \quad (3.2)$$

При виконанні умов уніфікації необхідно  $H_2$  приймати кратним 200 мм, а  $H_0$  кратним 600 мм (або 1200 мм при  $H_0 \geq 8,4$  м). При необхідності значення  $H_0$  коригують, збільшуючи  $H_1$  і зберігаючи  $H_2$  без змін.

У разі, коли в прольоті розміщуються мостові опорні крани різної вантажопідйомності, розмір  $H_2$  визначають за габаритами крана більшої вантажопідйомності.

Довжина верхньої надкранової частини колони визначається, як відстань від низу ригеля до низу підкранової балки:

$$l_2 = H_2 + h_r + h_{bc}, \quad (3.3)$$

де  $h_r$  – висота кранової рейки;  $h_{bc}$  – висота підкранової балки.

Висота типових підкранових балок і кранових рейок для кранів різної вантажопідйомності вказані в таблиці А.1 додатка А. Для виконання курсового проєкту висоту підкранової балки можна також призначити орієнтовно в межах  $(1/8 \dots 1/12) \cdot B$  ( $B$  – проліт підкранової балки, що дорівнює кроку колон), а в процесі проєктування уточнити.

Довжина нижньої (підкранової) частини колони визначається, як відстань від низу підкранової балки до низу бази колони:

$$l_1 = H_0 - l_2 + H_b, \quad (3.4)$$

де  $H_b$  – заглиблення бази колони нижче рівня чистої підлоги (нульової позначки).

Для колон виробничих будівель без кранів або при наявності кранів загального призначення вантажопідйомністю до 50 т позначку верху фундаменту рекомендується призначати такою, що дорівнює  $-0,15$  м ( $H_b = 150$  мм). В інших випадках заглиблення колони нижче нульової позначки приймають таким чином, щоб верх бази (траверс, ребер, анкерних болтів) не доходив до рівня чистої підлоги на 50–100 мм. На стадії компонування поперечної рами можна призначити  $H_b = 400$ – $1\,000$  мм залежно

від вантажопідйомності кранів. Варто зауважити, що в практиці будівництва все частіше спостерігаються випадки розміщення верху фундаментів на рівні чистої підлоги. Це характерно для каркасів безкранових будівель, колони яких мають бази без траверс.

Повна довжина колони буде такою:

$$l_c = H_0 + H_b \quad (3.5)$$

Якщо ферма обпирається на колону зверху, то на колоні поруч з фермою розташовується надколонник – опорний стояк, який проєктується як окремий відправний елемент. Довжину цього стояка приймають на 150 мм більшою від висоти ферми на опорі.

При виборі схеми ферми доцільно орієнтуватися, в першу чергу, на уніфіковані схеми ферм (рис. 3.5), а при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні можна приймати ферму за індивідуальною схемою. При цьому необхідно пам'ятати, що похил верхнього поясу до горизонту залежить від типу покрівлі.

Висоту підкранової траверси в ступінчастих колонах призначають орієнтовно такою:  $h_{tr} = (0,4-0,8) \cdot h_1$ , де  $h_1$  – ширина перерізу нижньої частини колони.

Висоту підкранової консолі  $h_c$  у випадку колон сталого перерізу призначають у межах  $(0,4-0,8) \cdot h$ , де  $h$  – ширина перерізу колони в площині рами (рис. 3.4, б). На наступному етапі проєктування  $h_{tr}$  і  $h_c$  можна уточнити, а деяка наближеність у їх визначенні практично не впливає на точність визначення зусиль.

Горизонтальні розміри рами визначають на підставі заданого прольоту будівлі та відстані  $a_1$  від поздовжньої координаційної осі до осі кранової рейки. Розмір  $a_1$  повинен бути кратним 250 мм і для крайніх ступінчастих колон відповідати такій умові:

$$a_1 \geq (h_2 - a) + B_{cr} + \Delta, \quad a_1 = h_1 - a, \quad (3.6)$$

де  $h_2$  і  $h_1$  – ширина перерізів відповідно надкранової і підкранової частин колони;  $B_{cr}$  – звис моста крана;  $a$  – прив'язка зовнішньої грані колони до

поздовжньої координаційної осі, яка приймається такою, що дорівнює 0, 250 мм, або 500 мм;  $\Delta = 75$  мм – мінімальний зазор між мостом крана і колоною за умовами техніки безпеки. При наявності проходу збоку від колони (крани груп режимів роботи 7К і 8К) розмір  $a_1$  треба збільшити на 450 мм (400 мм – мінімальна ширина проходу, 50 мм – обгородження).

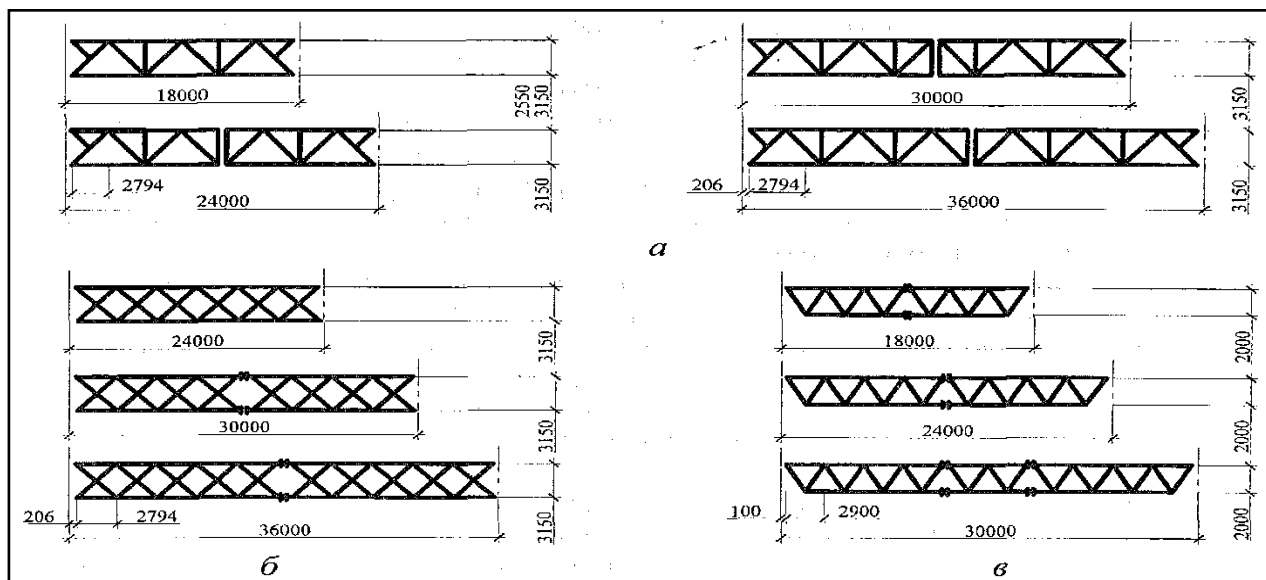


Рисунок 3.5 – Схеми типових ферм з паралельними поясами:

*а* – із спарених кутиків і таврів; *б* – з поясами з таврів і решіткою з поодиноких кутиків; *в* – із замкнених гнutoзварних профілів

Ширина перерізу верхньої частини ступінчастих колон для забезпечення поперечної жорсткості рами повинна становити  $h_2 \geq l_2/12$ . При організації проходу в стінці колони (мінімальна ширина проходу 400 мм, висота 1 800 мм) ширина перерізу  $h_2$  повинна бути не менш як 1 000 мм.

Якщо ригель обпирається на колону зверху, то ширину перерізу верхньої частини колони призначають орієнтовно в межах 400–700 мм залежно від вантажопідйомності кранів. Якщо ригель примикає до колони збоку, то  $h_2 = a + \Delta_1$ , де  $\Delta_1$  – прив'язка торців ферм до координаційних осей. При використанні уніфікованих схем ферм, які мають прив'язку  $\Delta_1 = 200$  мм (без урахування допуску), ширина перерізу  $h_2$  може бути 450 мм при  $a = 250$  мм і 700 мм при  $a = 500$  мм.

### 3.2 Система в'язей у каркасах

За допомогою в'язей плоскі поперечні рами каркасів об'єднують в єдину просторову систему, здатну сприймати навантаження різних напрямів, що діють на будівлю, і передавати їх на фундаменти.

У сталевих каркасах розрізняють в'язі по покриттю, ліхтарях і колонах (основних та фахверкових). Схеми в'язей призначають залежно від генеральних розмірів будівлі, кроку колон, виду і групи режимів роботи кранів, а також особливостей конструктивних рішень (конструкції покриття, схеми ферм тощо).

В'язі працюють сумісно з іншими конструктивними елементами каркаса і виконують низку функцій, серед яких основними є такі:

- забезпечення геометричної незмінюваності каркаса;
- забезпечення просторової роботи каркаса при дії локальних поперечних навантажень;
- сприйняття горизонтальних поздовжніх навантажень на каркас (від вітру на торець будівлі, поздовжнього гальмування кранів) і передача їх на фундаменти;
- забезпечення стійкості стиснутих елементів каркаса за рахунок зменшення їхніх розрахункових довжин;
- забезпечення закріплення конструкцій у процесі монтажу.

Вертикальні в'язі між колонами забезпечують геометричну незмінюваність і жорсткість каркаса в поздовжньому напрямку та беруть участь у передачі зусиль від вітрового навантаження, що діє на торець будівлі, і поздовжнього гальмування мостових кранів на фундаменти. Їх встановлюють по всіх поздовжніх координаційних осях будівлі і, як правило, між одними й тими самими поперечними осями.

У безкранових будівлях та будівлях, обладнаних підвісними кранами, вертикальні в'язі розміщують від рівня чистої підлоги до опорного вузла ригеля покриття (рис. 3.6, а). У будівлях з мостовими опорними кранами

(рис. 3.6, б) в'язі між колонами розміщують у двох ярусах – вище та нижче підкранових балок (рис. 3.7, 3.8).

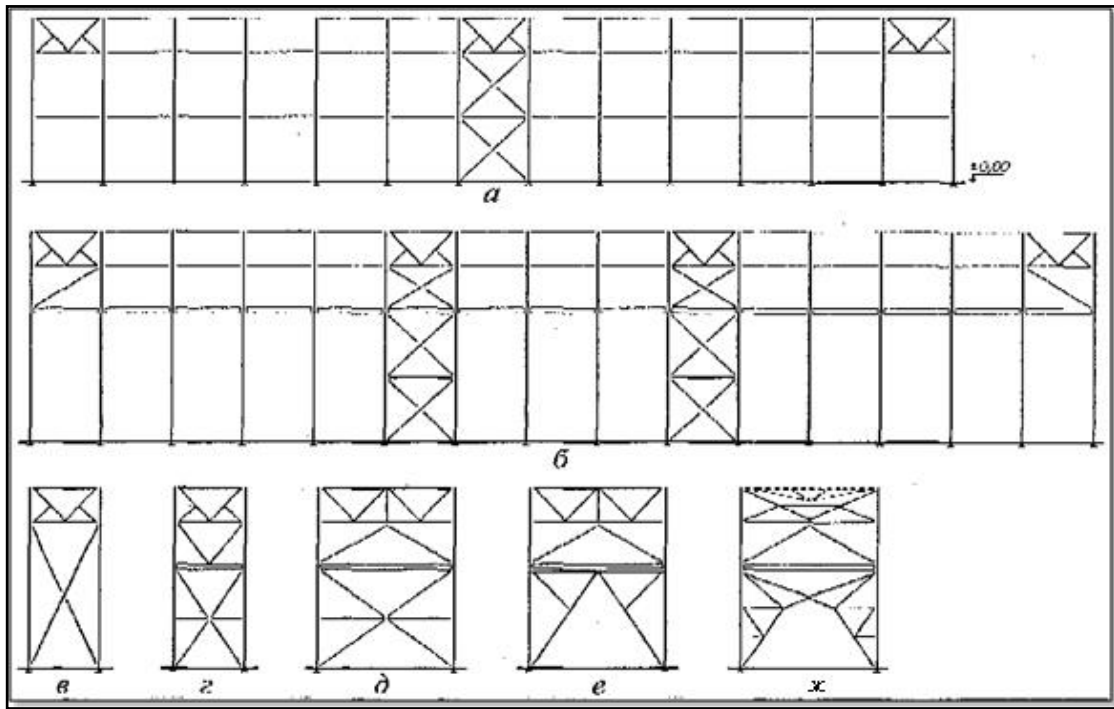


Рисунок 3.6 – Вертикальні в'язі по колонах: *а* – у безкранових каркасах із підвісними кранами; *б* – з мостовими опорними кранами; *в, г, д, е, ж* – схеми в'язей

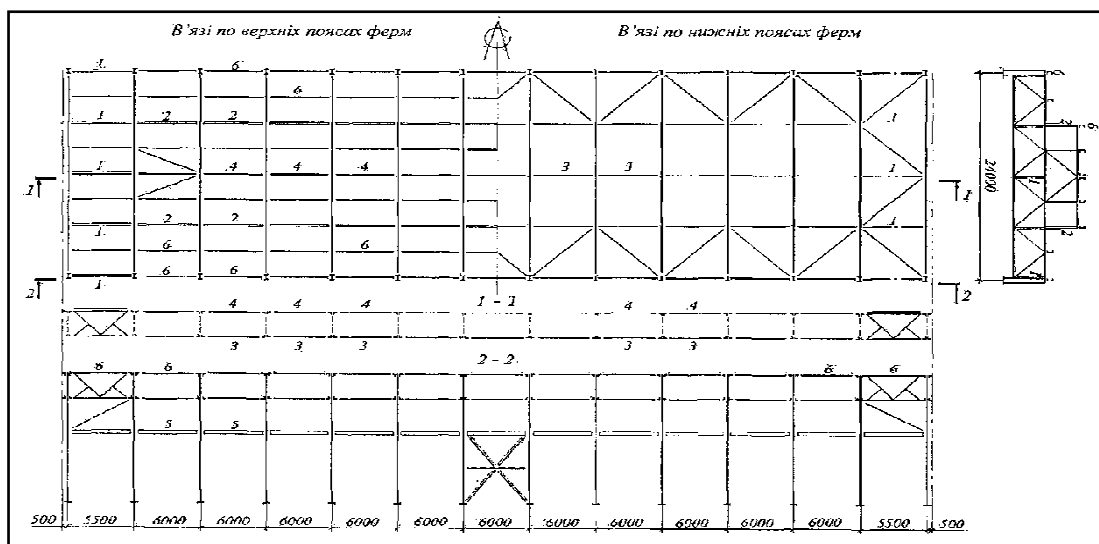


Рисунок 3.7 – Схема в'язей каркаса при прогонному рішенні та кроці ферм 6 м: 1 – вертикальні в'язі між фермами; 2 – ліхтарна панель; 3 – розтяжка; 4 – розпірка; 5 – підкранова балка; 6 – прогони

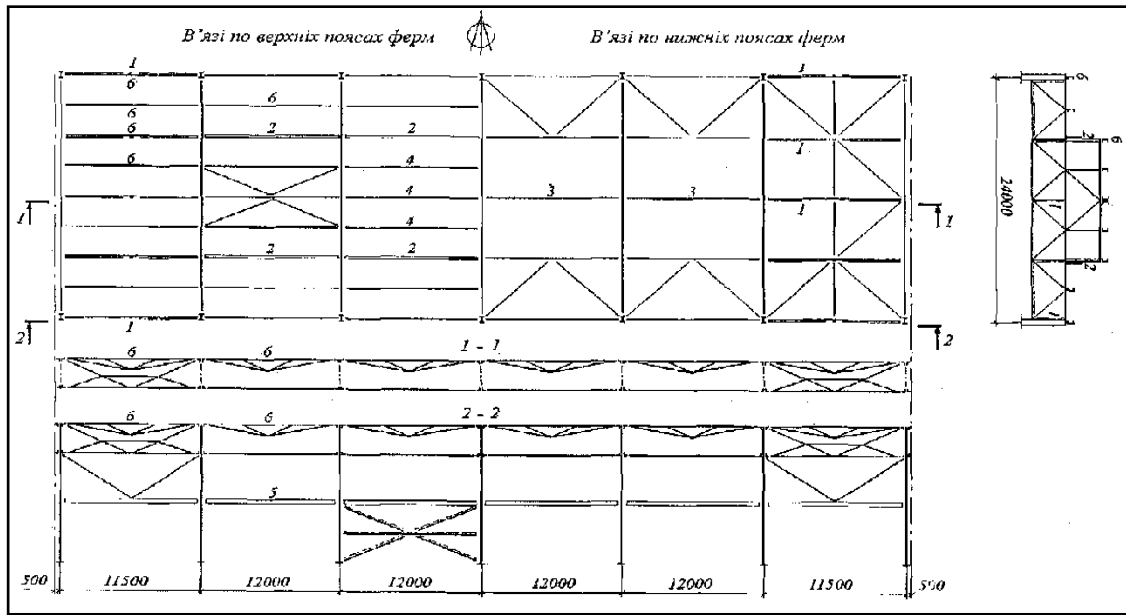


Рисунок 3.8 – Схема в'язей каркаса при прогонному рішенні та кроці ферм і колон 12 м: 1 – вертикальні в'язі між фермами; 2 – ліхтарна панель; 3 – розтяжка; 4 – розпірка; 5 – підкранова балка; 6 – прогони

## 4 НАВАНТАЖЕННЯ НА КАРКАСИ

Основними видами навантажень, що передаються на каркаси виробничих будівель, є, по-перше, постійні навантаження від власної ваги несучих і огорожувальних конструкцій і, по-друге, змінні – від різних вантажопідйомних кранів, атмосферних впливів (від снігу і вітру) тощо. У деяких випадках необхідно врахувати особливі види навантажень, які обумовлені сейсмічними впливами, просіданням опор, аварійними порушеннями технологічного процесу тощо.

При проектуванні необхідно розглядати усі можливі схеми діючих навантажень з метою визначення найбільш небезпечної їх комбінації для будь-якого елемента або перерізу.

### 4.1 Постійні навантаження

Конструкція покриття у варіанті із профільованим настилом зображена на рисунку 4.1.

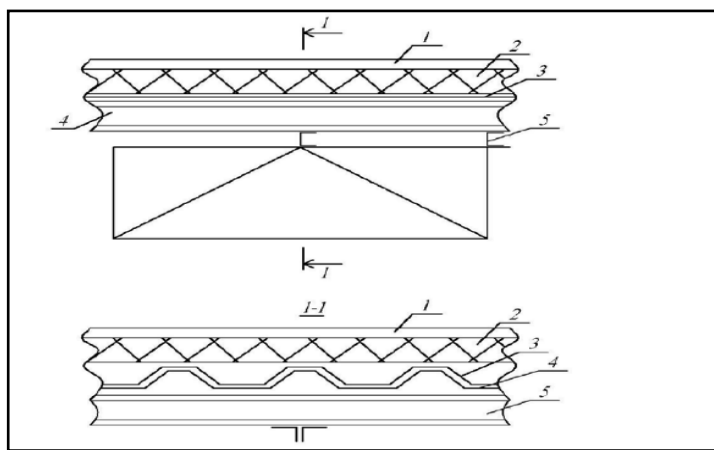


Рисунок 4.1 – Конструкція покриття у варіанті із профільованим настилом:  
 1 – гідроізоляційний килим (ПВХ – мембрана); 2 – утеплювач (мінеральна вата); 3 – пароізоляція (поліетиленова плівка); 4 – сталевий профільований настил; 5 – прогін

Граничне поверхневе навантаження  $g_m$  приводимо до розрахункової схеми рами у вигляді погонного рівномірно розподіленого навантаження  $q_m$ , яке в плані має вигляд прямої лінії (рис. 4.2).

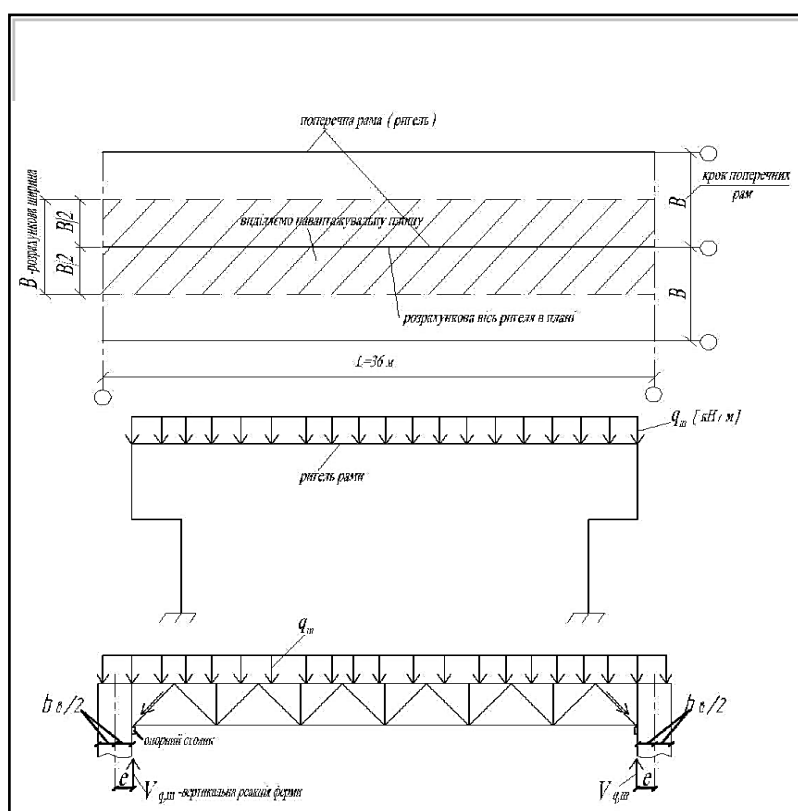


Рисунок 4.2 – Визначення навантажувальної площі від поверхневого навантаження на покриття і приведення його до розрахункової схеми рами

Визначаємо погонне граничне розрахункове навантаження уздовж горизонтальної осі ригеля рами:

$$q_m = \frac{g_m \cdot B \cdot \gamma_n}{\cos \alpha}, \quad (4.1)$$

де  $\gamma_n$  – коефіцієнт надійності будівлі за призначенням:  $\gamma_n = 1,1$  – для звичайних будинків приймається відповідно до вимог [7], в залежності від класу наслідків (відповідальності) СС2;  $B$  – крок кроквяних ферм.

#### 4.2 Снігові навантаження

При статичному розрахунку за розрахунковими схемами з умовним суцільним ригелем навантаження від снігу, як і від власної ваги, приймають рівномірно розподіленим по довжині прольоту при значенні  $\mu = 1,0$  відповідно до схеми снігового навантаження додатка Г цих рекомендацій або додатка Ж [6].

Відповідно до вимог п. 8.2 [6], граничне розрахункове значення поверхневого снігового навантаження, що діє на горизонтальну проекцію покриття (конструкції), визначається за формулою:

$$g_{сн,m} = \gamma_{f_m} \cdot S_0 \cdot C, \quad (4.2)$$

де  $\gamma_{f_m}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що приймається за п.8.11 [6] залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  за таблицею 4.1 (для  $T = 50$  років,  $\gamma_{f_m} = 1,0$ ), де  $T$  – період повторюваності, що дорівнює установленому терміну експлуатації конструкції (ураховує ймовірність, через скільки років снігу випаде більше норми або снігове навантаження буде перевищено в середньому один раз на 50 років);  $S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (у Па), приймається за п.8.5 [6] залежно від снігового району по карті (рис. 8.1) або за додатком Е [6].

Таблиця 4.1 – Коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження

<i>T</i> , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

У методичних рекомендаціях використовується таблиця В.1 додатка В.

Граничне експлуатаційне розрахункове значення поверхневого навантаження, що діє на горизонтальну проекцію покриття (конструкції), обчислюється за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C, \quad (4.3)$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження, що визначається за таблицею 8.3 [6] залежно від частки часу  $\eta$ , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Значення  $\eta$  приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ ;  $C$  – коефіцієнт, що визначається за вказівками п. 8.6–8.8 [6] і описує особливості розподілу снігового навантаження на покрівлі (конструкції)

### 4.3 Навантаження від мостових кранів

Навантаження від мостових і підвісних кранів потрібно визначати відповідно до вимог [6] залежно від груп режимів їхньої роботи, що встановлюються згідно з діючими в Україні стандартами, виду приводу і від способу підвісу вантажу.

### 4.4 Вітрове навантаження

Вітрове навантаження є основним змінним навантаженням, для якого встановлено два розрахункові значення: граничне розрахункове та експлуатаційне розрахункове. Граничне розрахункове  $W_m$  та експлуатаційне

$W_e$  значення вітрового навантаження, прикладеного перпендикулярно до зовнішньої поверхні будівлі або її елемента, визначаються за такими формулами:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \quad (4.4)$$

$$W_e = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C, \quad (4.5)$$

де  $W_0$  – характеристичне значення середньої (статичної) складової вітрового тиску, що залежить від географічного розміщення об'єкта, приймається за даними карти вітрового району (рис. 9.1) або за додатком Е [6] (у цих методичних рекомендаціях можна скористатися таблицею В.1 додатка В);

$C$  – коефіцієнт, що уточнює характер аеродинамічного опору будівлі та приймається залежно від параметрів конструкції, рельєфу, тощо відповідно до умов додатка Д з урахуванням таблиць 1 та 2 цих рекомендацій або додатка І [6];

$\gamma_{fm}$  та  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнти надійності за розрахунковим граничним та розрахунковим експлуатаційним значенням вітрового навантаження.

## 5 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ

### 5.1 Вихідні дані

Вихідні дані для проектування кожний студент отримує окремо. В цих методичних рекомендаціях прийняті такі вихідні дані:

$L = 36 \text{ м}$  – проліт поперечної рами (проліт цеху);

$Q = 800/200 \text{ кН}$  (4К–6К) – вантажопідйомність крана;

$B = 6 \text{ м}$  – крок поперечних рам;

рівень головки кранової рейки (РГР) – 14,8 м;

район будівництва – м. Полтава;

покриття тепле, покрівля плоска, нахил покрівлі – 0,015;

довжина цеху  $l = 120 \text{ м}$ .

Основу несучих конструкцій сталевого каркаса становлять поперечні рами. Розбивку сітки колон будівлі здійснюють із урахуванням вимог уніфікації габаритних схем промислових будинків і конструктивних елементів. У проєкті довжина будинку  $l = 120 \text{ м} < 230 \text{ м}$ , тому влаштування температурного шва уздовж будівлі не потрібно. Геометричні осі торцевих колон основного каркаса зміщуються від розбивочної осі на  $500 \text{ мм}$ .

Компонування поперечної рами починається з визначення основних габаритних вертикальних і горизонтальних розмірів елементів конструкцій у площині рами.

## **5.2 Визначення вертикальних розмірів поперечної рами**

Геометричні розміри поперечної рами наведені на рисунку 5.1.

Корисна висота цеху дорівнює відстані від рівня підлоги до низу кроквяних ферм і визначається за формулою

$$H_0 = h_1 + h_2, \quad (5.1)$$

де  $h_1$  – відстань від підлоги до головки кранової рейки,  $\text{м}$ ;

$h_2$  – відстань від відмітки головки кранової рейки до низу кроквяних ферм,  $\text{м}$ .



У прикладі  $h_1 = 14.8\text{ м}$  – за завданням на проектування.

Тоді

$$h_2 = H_k + f_{\max} + 100\text{ мм} = 4000 + 200 + 100 = 4300\text{ мм}$$

$$H_o = h_1 + h_2 = 14.8 + 4.3 = 19.1\text{ м}$$

Повна висота цеху дорівнює відстані від низу бази колони до низу кроквяних ферм та визначається за формулою

$$H = H_o + (600 - 1\ 000\ \text{мм}), \quad (5.3)$$

де  $600 - 1\ 000\ \text{мм}$  – заглиблення бази колони відносно відмітки рівня чистої підлоги  $\pm 0,000$ ;

$$H = 19,1 + 1,0 = 20,1\text{ м.}$$

Висота верхньої частини колони

$$h_v = h_2 + h_{\text{п.б.}} + h_p, \quad (5.4)$$

де  $h_{\text{п.б.}}$  – висота підкранової балки, попередньо прийнята такою, що дорівнює  $1\ \text{м}$  при кроці колон  $6\ \text{м}$ ;

$h_p$  – висота кранової рейки, приймаємо за каталогом на крани або за таблицею А.1 додатка А цих методичних рекомендацій.

Для крану, у якого  $Q = 800/200\ \text{кН}$ , приймаємо кранову рейку КР-100, для якої за сортаментом знаходимо  $h_p = 150\ \text{мм}$ .

Таким чином, висота верхньої частини колони

$$h_v = h_2 + h_{\text{п.б.}} + h_p = 4,3 + 1,0 + 0,15 = 5,45\ \text{м.}$$

Висота нижньої частини колони

$$h_n = H - h_v = 20,1 - 5,45 = 14,65\ \text{м.}$$

### 5.3 Визначення горизонтальних розмірів поперечної рами

Приймаємо прив'язку зовнішньої грані колони до розбивочної поздовжньої осі  $b_0 = 250\ \text{мм}$  (рис. 5.1).

Попередньо відстань від осі кранової рейки до розбивочної осі приймаємо  $\lambda = 1000$  мм (кратне 250 мм).

Звис консолі моста крану визначаємо за каталогом на крани або за таблицею А.1 додатка А цих методичних рекомендацій:  $B_I = 400$  мм.

Мінімальне наближення габариту крану  $c$  до внутрішньої грані верхньої частини колони (з умови безпечної його експлуатації) приймають таким:  $c \geq 75$  мм (рис. 5.1).

Тоді, відповідно до рисунка 5.1, ширина нижньої частини колони

$$b_H = b_0 + \lambda, \quad (5.5)$$

$$b_H = 250 + 1000 = 1250 \text{ мм.}$$

Довжина верхньої частини колони

$$b_B = \lambda + b_0 - (B_I + c) \quad (5.6)$$

$$b_B = 1000 + 250 - (400 + 75) = 775 \text{ мм.}$$

Приймаємо:  $b_B = 800$  мм.

Перевіряємо рекомендовані умови жорсткості колони в площині рами:

– верхньої частини колони:

$$b_g = 800 \text{ мм} \geq \frac{h_g}{12} = \frac{5450}{12} = 454,1 \text{ мм};$$

– нижньої частини колони:

$$b_H = 1250 \text{ мм} \geq \frac{1}{20} H = \frac{20100}{20} = 1005,0 \text{ мм.}$$

Умови жорсткості виконуються.

#### 5.4 Визначення розрахункової осі поперечної рами

Із рисунка 5.2 маємо:

$$e_o = \frac{b_H}{2} - \frac{b_g}{2}, \quad (5.7)$$

$$e_o = \frac{1250}{2} - \frac{800}{2} = 225,0 \text{ мм} = 0,225 \text{ м.}$$

$$L_p = L + 2 \cdot b_0 - 2 \cdot \frac{b_g}{2}, \quad (5.8)$$

$$L_p = 36 + 2 \cdot 0.25 - 2 \cdot \frac{0.8}{2} = 35.7 \text{ м}$$

$$L_1 = L_p - 2 \cdot e_0, \quad (5.9)$$

$$L_1 = 35.7 - 2 \cdot 0.225 = 35.25 \text{ м}.$$

Остаточно розрахункова схема рами приведена на рисунку 5.3.

Для характерних точок (вузлів) рами визначаємо координати, обравши початок системи координат, як показано на рисунку 5.3. Отримані значення наведені в таблицях 5.1 і 5.2.

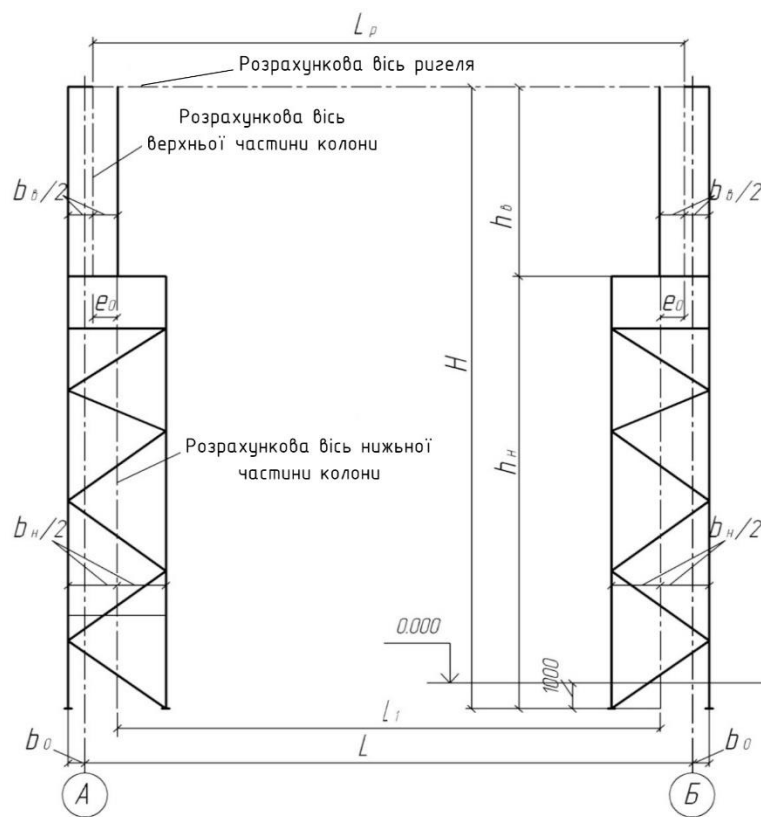


Рисунок. 5.2 – Побудова розрахункової осі поперечної рами

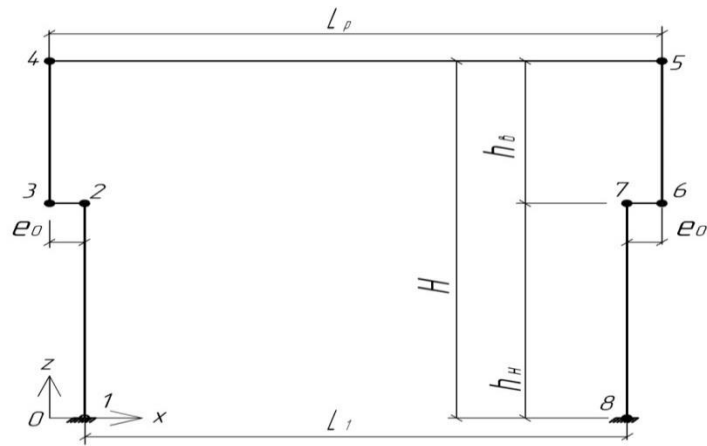


Рисунок 5.3 – Координати вузлів розрахункової осі поперечної рами

Таблиця 5.1 – Координати вузлів рами (у загальному вигляді)

Номер вузла	x	z	Номер вузла	x	z
1	$e_0$	0	5	$L_p$	$h_n + h_e$
2	$e_0$	$h_n$	6	$L_p$	$h_n$
3	0	$h_n$	7	$L_p - e_0$	$h_n$
4	0	$h_n + h_e$	8	$L_p - e_0$	0

Таблиця 5.2 – Координати вузлів рами

Номер вузла	x, м	z, м	Номер вузла	x, м	z, м
1	0,225	0	5	35,7	20,1
2	0,225	14,65	6	35,7	14,65
3	0	14,65	7	35,48	14,65
4	0	20,1	8	35,48	0

## 5.5 Визначення навантажень, що діють на поперечну раму

### 5.5.1 Визначення постійних навантажень від ваги конструкцій покриття

Конструкція покриття у варіанті із профільованим настилом зображена на рисунку 4.1. Підрахунок навантажень на покриття виконуємо у табличній формі (табл. 5.3).

Граничне поверхнєве навантаження  $g_m$  приводимо до розрахункової схеми рами у вигляді погонного рівномірно розподіленого навантаження  $q_m$ , яке в плані має вигляд прямої лінії (рис. 4.2).

Визначаємо погонне граничне розрахункове навантаження уздовж горизонтальної осі ригеля рами:

$$q_m = \frac{g_m \cdot B \cdot \gamma_n}{\cos \alpha}, \quad (5.10)$$

де  $\gamma_n$  – коефіцієнт надійності будівлі за призначенням:  $\gamma_n = 1,1$  – для звичайних будинків – таблиця 5 [7], клас відповідальності СС2.

Таблиця 5.3 – Підрахунок навантажень на покриття

№ з/п	Підрахунок навантажень	Характеристичне значення навантаження, $g_n, \text{кПа} (\text{кН}/\text{м}^2)$	Експлуатаційне розрахункове навантаження		Граничне розрахункове навантаження	
			$\gamma_{fe}$ – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим навантаженням (ДБН В.1.2-2:2006, п. 5.2)	$g_e, \text{кН}/\text{м}^2$	$\gamma_{fm}$ – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим навантаженням (ДБН В.1.2-2:2006, табл. 5.1)	$g_m, \text{кН}/\text{м}^2$
1	2	3	4	5	6	7
1	Гідроізоляційний килим: ПВХ – мембрана	0,15	1,0	0,15	1,2	0,18
2	Утеплювач: мінеральна вата, $\gamma = 0,5 \text{кН}/\text{м}^3$ ( $t = 100 \text{мм}$ ): $g_n = \gamma \cdot t = 0,5 \cdot 0,1$	0,05	1,0	0,05	1,2	0,06
3	Пароізоляція: поліетиленова плівка	0,01	1,0	0,01	1,2	0,012

Продовження таблиці 5.3

1	2	3	4	5	6	7
4	Сталевий профільований настил	0,11	1,0	0,11	1,05	0,116
5	Власна вага металевих конструкцій покриття: – прогони; – кроквяні ферми (0,2–0,4), $\text{кН/м}^2$ ; – зв'язки; (0,04–0,1), $\text{кН/м}^2$	0,1 0,4 0,1	1,0 1,0 1,0	0,1 0,4 0,1	1,05 1,05 1,05	0,105 0,42 0,105
6	$g_e = \sum g_e = 0,92$	$g_m = \sum g_m = 0,998$				

При нахилі покрівлі  $i = 1.5\%$ :  $\text{tg}\alpha = 0.015$ ;  $\alpha = 0.859^\circ$ ;  $\cos\alpha = 0.999 \approx 1$ .

За формулою (5.10) маємо:

$$q_m = \frac{0,998 \cdot 6 \cdot 1,1}{0,999} = 6,59 \text{ кН/м}$$

Опорна вертикальна реакція ферми від постійного навантаження, що діє на колону:

$$V_{q_m} = \frac{q_m \cdot L}{2}, \quad (5.11)$$

$$V_{q_m} = \frac{q_m \cdot L}{2} = \frac{6,59 \cdot 36}{2} = 118,62 \text{ кН}$$

Згинальний момент від ексцентричної передачі реакції ферми на колону (рис. 5.4):

$$M_{q_m} = V_{q_m} \cdot e = V_{q_m} \cdot \frac{b_6}{2}, \quad (5.12)$$

$$M_{q_m} = 118,62 \cdot \frac{0,8}{2} = 47,45 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

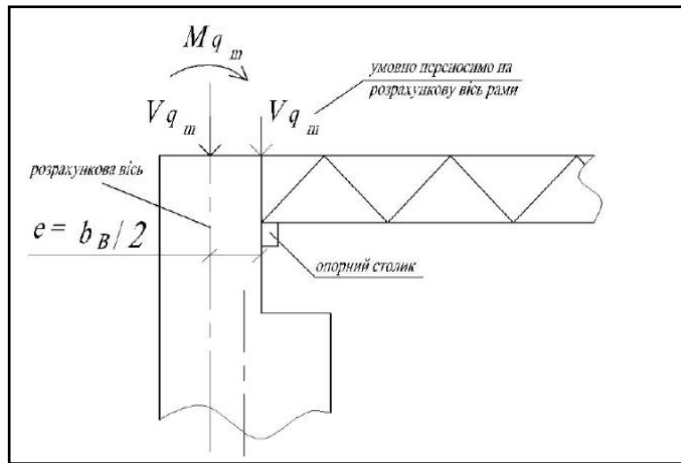


Рисунок 5.4 – Визначення згинального моменту на раму від ексцентричної передачі реакції ферми на колону

Остаточна розрахункова схема поперечної рами для постійного навантаження представлена на рисунку 5.5.

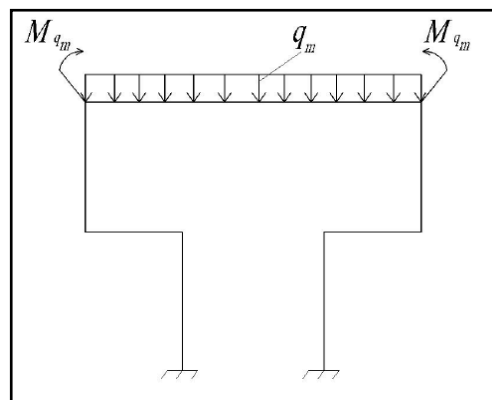


Рисунок 5.5 – Розрахункова схема поперечної рами для постійного навантаження

### 5.5.2 Визначення навантаження на покриття від снігу

Відповідно до вимог п.8.2 [6], граничне розрахункове значення поверхневого снігового навантаження, що діє на горизонтальну проекцію покриття (конструкції), обчислюється за формулою (4.2). У цьому випадку  $\gamma_{f_m} = 1,0$  (табл. 4.1),  $S_0 = 1450 \text{ Па} = 1,45 \text{ кПа} (\text{кН/м}^2)$  – для м. Полтави залежно

від снігового району (табл. В.1 дод. В),  $\mu = 1,0$  (схема 1 дод. Г) при  $\alpha \leq 25^\circ$  ( $\alpha$  – нахил покрівлі),  $C_e = 1,0$ ,  $C_{alt} = 1,0$ .

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

Остаточно маємо:

$$g_{сн,т} = \gamma_{f_m} \cdot S_0 \cdot C = 1 \cdot 1,45 \cdot 1 = 1,45 \text{ кН/м}^2$$

Поверхнєве навантаження  $g_{сн,т}$  приводимо до розрахункової схеми рами у вигляді погонного рівномірно розподіленого навантаження  $q_{сн,т}$ , яке в плані має вигляд прямої лінії (за аналогією з рис. 4.2).

Приведення поверхневого граничного розрахункового снігового навантаження до погонного граничного розрахункового снігового навантаження, прикладеного до ригеля рами, виконуємо аналогічно, як і для постійного навантаження від покриття:

$$q_{сн,т} = g_{сн,т} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,45 \cdot 6 \cdot 1,1 = 9,6 \text{ кН/м}.$$

Вертикальна опорна реакція ферми від снігового навантаження, що діє на колону:

$$Vq_{сн,т} = \frac{q_{сн,т} \cdot L}{2} = \frac{9,6 \cdot 36}{2} = 172,8 \text{ кН}.$$

Згинальний момент від ексцентричної передачі реакції ферми на колону відбувається за аналогією рисунка 5.4:

$$Mq_{сн,т} = Vq_{сн,т} \cdot e = Vq_{сн,т} \cdot \frac{b_v}{2} = 172,8 \cdot \frac{0,8}{2} = 69,12 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

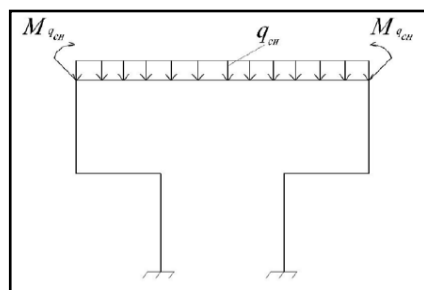


Рисунок 5.6 – Розрахункова схема поперечної рами для снігового навантаження

Остаточна розрахункова схема поперечної рами для снігового навантаження представлена на рисунку 5.6.

### 5.5.3 Визначення навантаження від мостових кранів

Вертикальні і горизонтальні навантаження від мостового крана передаються через колеса моста крана. У прикладі застосовано восьми колісний мостовий кран з  $Q = 800/200 \text{ кН}$  (4К–6К) (рис. 5.7). Параметри крана представлені в таблиці 5.4.

Таблиця 5.4 – Параметри крана  $Q = 800/200 \text{ кН}$

Q, кН		Проліт будівлі, м	Розміри, мм				Мах тиск колеса, кН		Вага візка $G_{\Gamma}$ , кН	Вага крана з візком $G_{\text{к}}$ кН
Головний гак	Допоміжний гак		$H_{\text{к}}$	$B_1$	$B_2$	К	$F_{k,1,\text{max}}^n$	$F_{k,2,\text{max}}^n$		
800	200	36	4000	400	9100	4350	410	430	380	1500

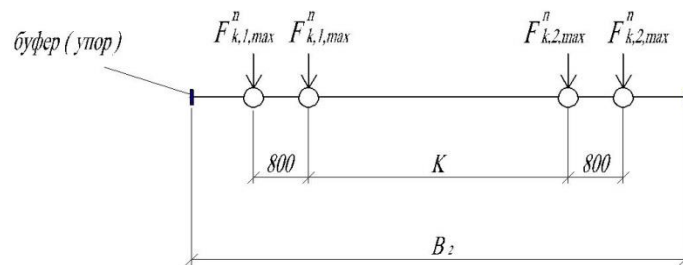


Рисунок 5.7 – Схема крана

У таблиці 5.4  $F_{k,1,\text{max}}^n$ ,  $F_{k,2,\text{max}}^n$  – максимальні характеристичні значення вертикального тиску, що передається через одне колесо моста крана (рис. 5.8).

Середнє значення максимального тиску

$$F_{k,\text{max}}^n = \frac{F_{k,1,\text{max}}^n + F_{k,2,\text{max}}^n}{2} = \frac{410 + 430}{2} = 420.0 \text{ кН} .$$

За п. 7.2 [6] визначаємо граничні розрахункові значення для вертикального навантаження мостових і підвісних кранів. У цьому випадку

$\gamma_{fm} = 1,1$  (табл. 7.1 [6] – для експлуатації крана 50 років),  $\psi = 0,85$  – за п. 7.22 [6], для груп режимів роботи кранів 1К–6К.

Тоді

$$F_{k,max,m} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{k,max}^n = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 420 = 392,7 \text{ кН.}$$

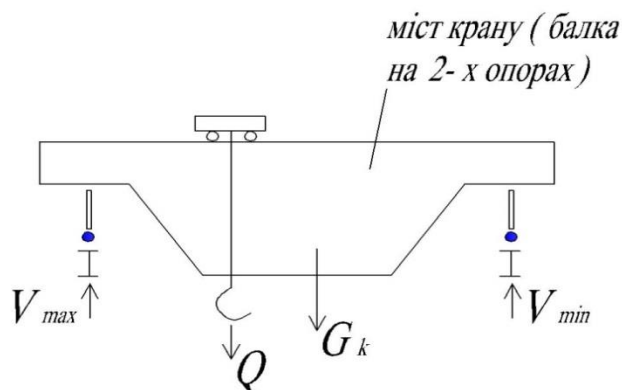


Рисунок 5.8 – Максимальний тиск на ліве колесо мосту крана, до яких найближче розташовується візок з вантажем

Максимальний вертикальний тиск від двох зближених кранів на колону  $V_{max}$  забезпечується за умови, якщо крайнє колесо одного крана розташувати безпосередньо над колоною (на рис. 5.9 – крайнє праве колесо лівого крана).

Величина  $V_{max}$  (рис. 5.8, 5.9) становить сумарну вертикальну опорну реакцію лівої і правої підкранових балок, що спираються на колону розрахункової поперечної рами. Традиційно цю реакцію обчислюють за допомогою ліній впливу відповідних опорних реакцій зазначених підкранових балок (як однопролітних балок на двох опорах), хоча визначення опорних реакцій таких статично визначених балок є можливим і без застосування ліній впливу опорних реакцій балок.

На рисунку 5.9 зображена схема розташування коліс зближених кранів для визначення ординат ліній впливу, що знаходяться під зосередженими крановими вантажами.

З рисунка 5.9 маємо:

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

$$x_2 = 50 \text{ мм} = 0.05 \text{ м}; \frac{y_2}{y_1} = \frac{x_2}{x_1}; y_2 = \frac{y_1 \cdot x_2}{x_1} = \frac{1 \cdot 0.05}{6} = 0.0083;$$

$$x_3 = 850 \text{ мм} = 0.85 \text{ м}; \frac{y_3}{y_1} = \frac{x_3}{x_1}; y_3 = \frac{y_1 \cdot x_3}{x_1} = \frac{1 \cdot 0.85}{6} = 0.142;$$

$$x_4 = x_3 + 4350 = 850 + 4350 = 5200 \text{ мм} = 5.2 \text{ м}; \frac{y_4}{y_1} = \frac{x_4}{x_1}; y_4 = \frac{y_1 \cdot x_4}{x_1} = \frac{1 \cdot 5.2}{6} = 0.87;$$

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

$$x_6 = 2050 + 800 = 2850 \text{ мм} = 2.85 \text{ м}; y_6 = \frac{y_1 \cdot x_6}{x_1} = \frac{1 \cdot 2.85}{6} = 0.48.$$

Обчислюємо величину  $V_{max}$ :

$$V_{max} = \gamma_n \times F_{k,max,m} \times \sum_{i=1}^6 y_i = \gamma_n \times \gamma_{fm} \times \psi \times F_{k,max}^n \times \sum_{i=1}^6 y_i, \quad (5.13)$$

де  $i$  – індекс суми, «6» – кількість коліс, які роблять свій внесок у сумарну опорну реакцію на колону поперечної рами, що розраховується (рис. 5.9);

$$V_{max} = 1.1 \cdot 1.1 \cdot 0.85 \cdot 420 \cdot (1 + 0.0083 + 0.142 + 0.87 + 0.34 + 0.48) = 1227,0 \text{ кН}.$$

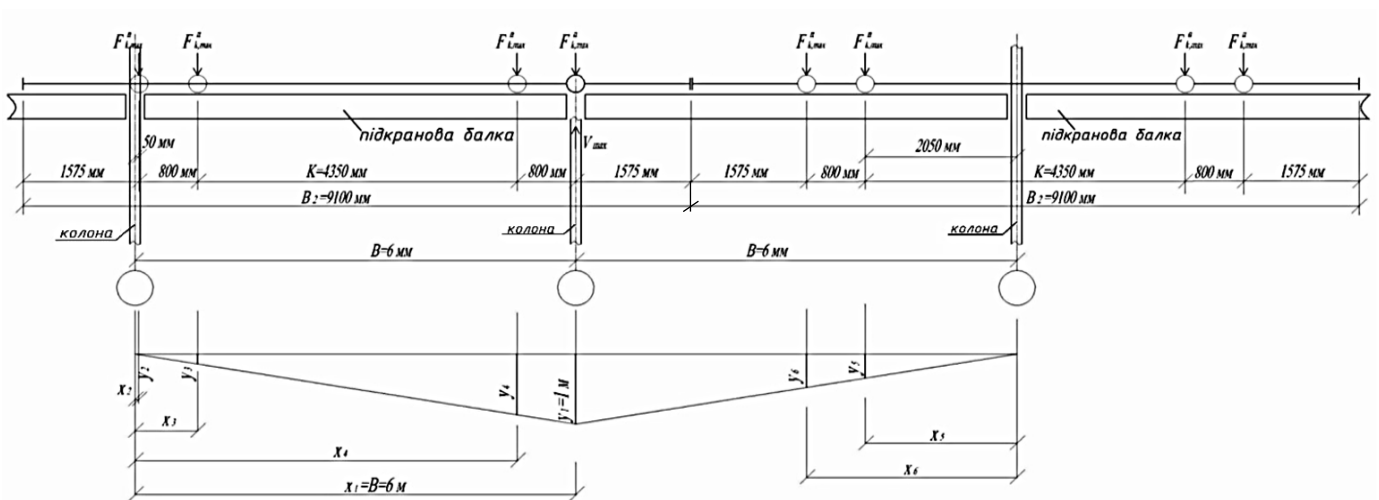


Рисунок 5.9 – Схема розташування коліс зближених кранів на підкранових балках для визначення  $D_{max}$  на колону

Також на колону, крім тиску коліс крана, передається власна вага двох підкранових балок, яку попередньо приймають такою:

$$G_{n.б.} = (3 \div 3.5\%) \cdot V_{\max}, \text{ або } G_{n.б.} = (0.03 \div 0.035) \cdot V_{\max}.$$

$$G_{n.б.} = 0.03 \cdot V_{\max} = 0.03 \cdot 1227.0 = 36.81 \text{кН}.$$

Сумарна вертикальна опорна реакція на колону рами

$$D_{\max} = V_{\max} + \frac{2 \cdot G_{n.б.}}{2} = V_{\max} + G_{n.б.} = 1227.0 + 36.81 = 1263.81 \text{кН}.$$

Аналогічно підраховуємо вертикальний тиск  $V_{\min}$  (рис. 5.8) на протилежну колону поперечної рами:

$$V_{\min} = \gamma_n \times \gamma_{fm} \times \psi \times F_{k,\min}^n \times \sum_{i=1}^6 y_i, \quad (5.14)$$

де  $F_{k,\min}^n$  – характеристичне значення вертикального тиску колеса з протилежної сторони моста крана (рис. 5.10), яке знаходимо з умови рівноваги сил, що діють на міст крана (складаємо суму проєкцій сил на вісь «у», рис. 5.10).

$$\sum y = 0: n_o \cdot F_{k,\max}^n + n_o \cdot F_{k,\min}^n = G_k + Q, \quad (5.15)$$

звідки

$$F_{k,\min}^n = \frac{G_k + Q}{n_o} - F_{k,\max}^n = \frac{1500 + 800}{4} - 420 = 155 \text{кН}$$

де  $n_o$  – число коліс з однієї сторони моста крана.

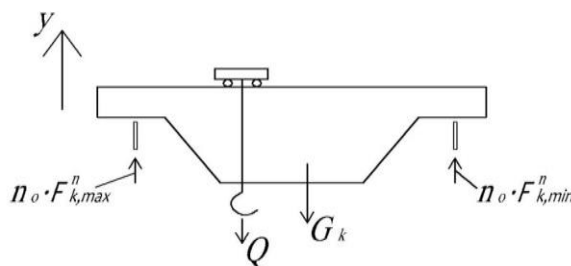


Рисунок 5.10 – Визначення мінімального тиску на колесо крана

Тоді

$$V_{\min} = \gamma_n \times F_{k,\min,m}^n \times \sum_{i=1}^6 y_i = \gamma_n \times \gamma_{fm} \times \psi \times F_{k,\min}^n \times \sum_{i=1}^6 y_i \quad (5.16)$$

$$V_{\min} = 1.1 \cdot 1.1 \cdot 0.85 \cdot 155 \cdot (1 + 0.0083 + 0.142 + 0.87 + 0.34 + 0.48) = 452.9 \text{кН},$$

або для контролю:

$$V_{\min} = V_{\max} \cdot \frac{F_{k,\min}^n}{F_{k,\max}^n} = 1227.0 \cdot \frac{155}{420} = 452.9 \text{кН}.$$

Додаючи власну вагу двох підкранових балок, остаточно отримаємо:

$$D_{\min} = V_{\min} + G_{n.б.} = 452.9 + 36.81 = 489.7 \text{кН}.$$

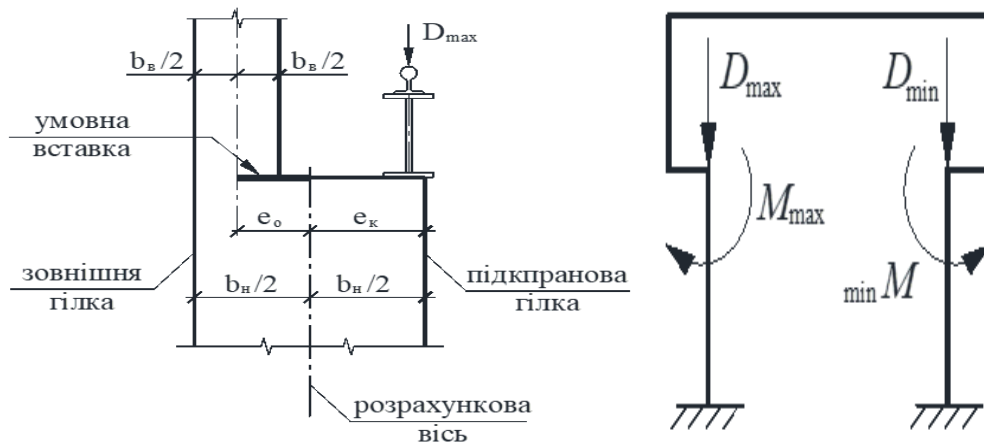


Рисунок 5.11 – Розрахункова схема рами при вертикальних кранових навантаженнях у випадку дії  $D_{max}$  на ліву колону

Отримані навантаження на колони приводимо до розрахункової схеми поперечної рами, тобто необхідно перенести  $D_{max}$  і  $D_{min}$  на розрахункові осі відповідних колон, додаючи при цьому відповідні моменти  $M_{max}$  і  $M_{min}$ , оскільки сили  $D_{max}$  і  $D_{min}$  діють стосовно останніх з ексцентриситетами  $e_k$  (рис. 5.11).

Ексцентриситет дії  $D_{max}$  ( $e_k$ ) відносно розрахункової осі нижньої частини колони

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

Тоді величини згинаючих раму моментів будуть такими:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k = 1263.81 \cdot 0.625 = 790.0 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k = 489.7 \cdot 0.625 = 306.1 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечні горизонтальні кранові навантаження виникають при русі мосту крана внаслідок перекосу крана, а також не ідеальності кранових шляхів. Для багатоколісних кранів горизонтальні реакції підкранових балок, як і вертикальні реакції, визначають від двох зближених кранів.

Відповідно до вимог маємо два варіанти прикладення горизонтальних сил. Приймаємо варіант з рисунка 7.2, а [6], наведений далі (рис. 5.12).

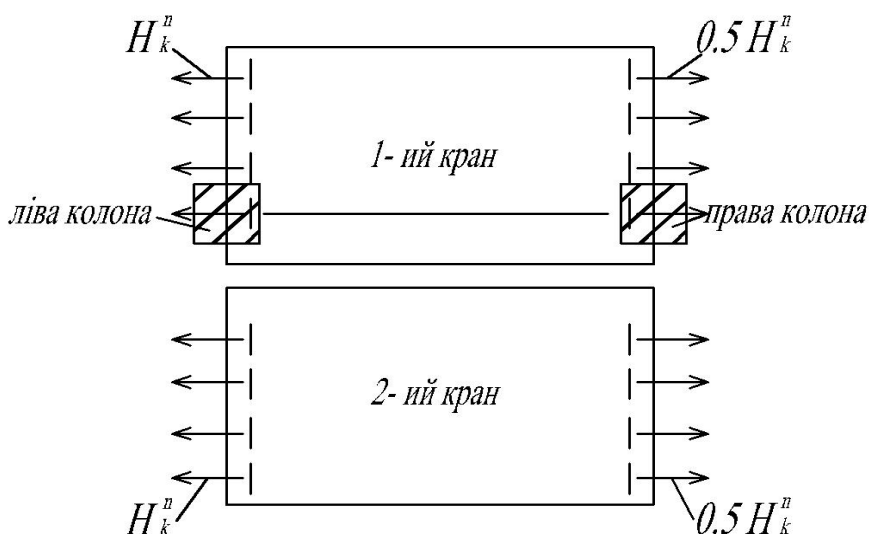


Рисунок 5.12 – Варіант прикладення бічних сил для багатоколісних кранів

Існують крани з гнучким і жорстким підвісом гака. Приймаємо із жорстким підвісом, п.7.6 [6].

Відповідно до вимог [6]  $H_k^n$  – характеристичне значення бічної сили, прикладеної до колеса багатоколісного крана, яке для кранів із жорстким підвісом гака визначається за виразом

$$H_k^n = 0.1 \cdot F_{k,\max}^n, \quad (5.17)$$

$$H_k^n = 0.1 \cdot 420 = 42.0 \text{ кН}.$$

Оскільки горизонтальні бічні сили  $H_k^n$  одночасно передаються через ті самі колеса моста крана, що і вертикальні сили  $F_{k,\max}^n$ , для визначення їх сумарної горизонтальної реакції  $H_{m,z,\max}$  відповідних підкранових балок на

більш навантажену колону поперечної рами маємо ту саму схему розміщення коліс двох зближених кранів (рис. 5.13), що й для визначення вертикальної реакції  $V_{\max}$  (рис. 5.9).

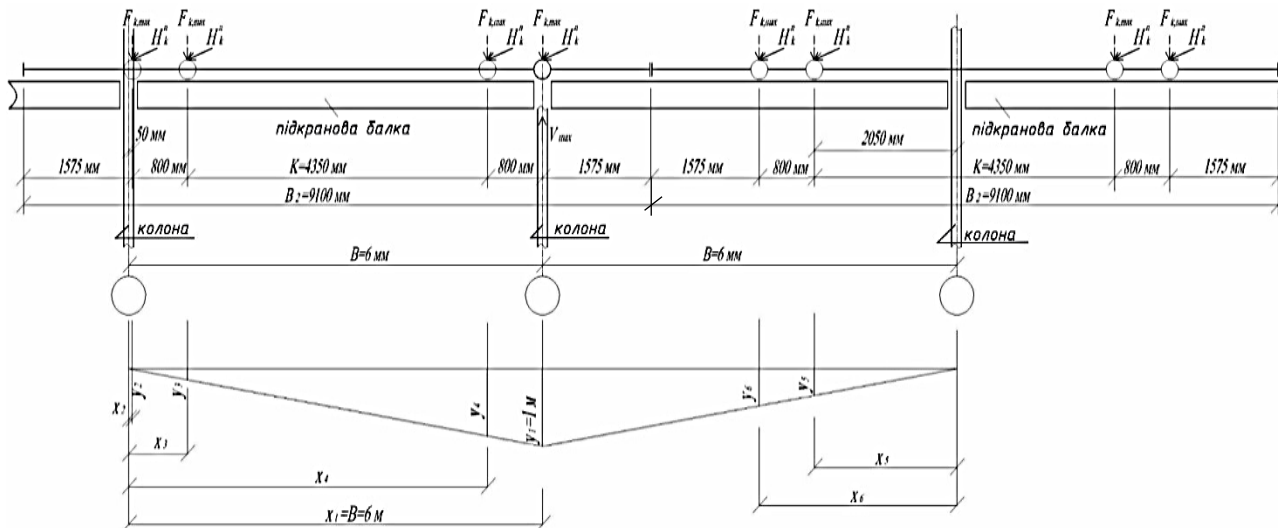


Рисунок 5.13 – Схема розташування коліс зближених кранів на підкранових балках для визначення  $H_{m,z,\max}$  на колону

Граничне розрахункове значення сумарної горизонтальної реакції  $H_{m,z,\max}$ , як і раніше, обчислюємо за допомогою ліній впливу опорних реакцій підкранових балок:

$$H_{m,z,\max} = \gamma_n \times \gamma_{fn} \times \psi \times H_k^n \times \sum_{i=1}^6 y_i, \quad (5.18)$$

$$H_{m,z,\max} = 1.1 \cdot 1.1 \cdot 0.85 \cdot 42.0 \cdot (1 + 0.0083 + 0.142 + 0.87 + 0.34 + 0.48) = 122.7 \text{ кН},$$

або, для контролю:

$$H_{m,z,\max} = \gamma_n \times \gamma_{fn} \times \psi \times 0.1 \times F_{k,\max}^n \times \sum_{i=1}^6 y_i = 0.1 \times V_{\max} = 0.1 \times 1227.0 = 122.7 \text{ кН}.$$

На протилежну колону поперечної рами відповідно до рисунка 5.12 за аналогією зі схемою на рисунку 5.9 діє горизонтальна поперечна сила  $H_{m,z,\min}$ :

$$H_{m,z,\min} = 0.5 \cdot H_{m,z,\max}, \quad (5.19)$$

$$H_{m,z,\min} = 0.5 \cdot 122 = 61.35 \text{ кН}$$

Відповідні горизонтальні кранові навантаження на раму наведені на рисунку 5.14.

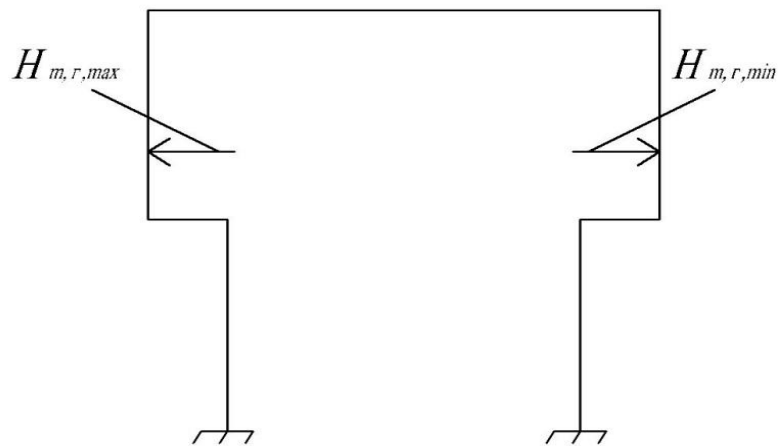


Рисунок 5.14 – Горизонтальні кранові навантаження на раму

#### 5.5.4 Визначення вітрового навантаження

Відповідно до вимог розділу 9, п. 9.4 [6] визначаємо граничне розрахункове значення інтенсивності поверхневого вітрового навантаження за формулою (4.4). У цьому випадку  $\gamma_{fm} = 1,0$  (табл. 9.1 [6] – для 50 років експлуатації),  $W_0 = 470 \text{ Па} = 0,47 \text{ кПа}$  ( $\text{кН/м}^2$ ) – для м. Полтави залежно від вітрового району (табл. В.1 дод. В),  $C_{aer}^a = 0,8$ ,  $C_{aer}^n = 0,6$  – відповідно до п. 9.8, додаток I, схема 2 [6] або схема 2 додатка Д цих рекомендацій,  $C_h = 1,0$  (відповідно до умов табл. 9.01 [6, зміна № 1], III тип місцевості, тобто приміські й промислові зони, протяжні лісові масиви),  $C_{alt} = 1,0$  (відповідно до умов п. 9.10 [6, зміна № 1]),  $C_{rel} = 1,0$  (відповідно до умов п. 9.11 [6]),  $C_{dir} = 1,0$  (відповідно до умов п. 9.12 [6]),  $C_d = 1,0$  (відповідно до умов п. 9.13 [6] з урахуванням зміни № 1).

Загальні формули для визначення  $W_m$  та  $C$  будуть мати такий вигляд:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C, \quad (5.20)$$

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d \quad (5.21)$$

Будуємо епюру вітрового навантаження на раму (рис. 5.15), для чого спочатку обчислюємо значення вітрового тиску на рівні характерних відміток:

$$q_{w,5}^a = W_m \cdot B \cdot \gamma_n = W_o \cdot \gamma_{fm} \cdot C_{aer}^a \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_n = 0.47 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 0.4 \cdot 6 \cdot 1.1 = 0.99 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,5}^n = q_{w,5}^a \cdot \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 0.99 \cdot \frac{0.6}{0.8} = 0.99 \cdot 0.75 = 0.75 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,10}^a = W_o \cdot \gamma_{fm} \cdot C_{aer}^a \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_n = 0.47 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 0.6 \cdot 6 \cdot 1.1 = 1.49 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,10}^n = q_{w,10}^a \cdot 0.75 = 1.49 \cdot 0.75 = 1.12 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,20}^a = W_o \cdot \gamma_{fm} \cdot C_{aer}^a \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_n = 0.47 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 0.85 \cdot 6 \cdot 1.1 = 2.11 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,20}^n = q_{w,20}^a \cdot 0.75 = 2.11 \cdot 0.75 = 1.58 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,40}^a = W_o \cdot \gamma_{fm} \cdot C_{aer}^a \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_n = 0.47 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 1.15 \cdot 6 \cdot 1.1 = 2.86 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,40}^n = q_{w,40}^a \cdot 0.75 = 2.86 \cdot 0.75 = 2.15 \frac{\kappa H}{m}.$$

За лінійною інтерполяцією для відповідних трапецієподібних ділянок епюр вітрового тиску обчислюємо необхідні проміжні ординати зазначених епюр (рис. 5.15):

$$q_{w,13,65}^a = q_{w,10}^a + \frac{(q_{w,20}^a - q_{w,10}^a)}{(20 - 10)} \times (13.65 - 10) = 1.49 + \frac{(2.11 - 1.49)}{10} \times 3.65 = 1.72 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,13,65}^n = q_{w,13,65}^a \times \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 1.72 \times \frac{0.6}{0.8} = 1.72 \times 0.75 = 1.29 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,19,1}^a = q_{w,10}^a + \frac{(q_{w,20}^a - q_{w,10}^a)}{(20 - 10)} \times (19.1 - 10) = 1.49 + \frac{(2.11 - 1.49)}{10} \times 9.1 = 2.05 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,19,1}^n = q_{w,19,1}^a \times \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 2.05 \times \frac{0.6}{0.8} = 2.05 \times 0.75 = 1.54 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,22,85}^a = q_{w,20}^a + \frac{(q_{w,40}^a - q_{w,20}^a)}{(40 - 20)} \times (22.85 - 20) = 2.11 + \frac{(2.86 - 2.11)}{20} \times 2.85 = 2.22 \frac{\kappa H}{m};$$

$$q_{w,22,85}^n = q_{w,22,85}^a \times \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 2.22 \times \frac{0.6}{0.8} = 2.22 \times 0.75 = 1.66 \frac{\kappa H}{m}.$$

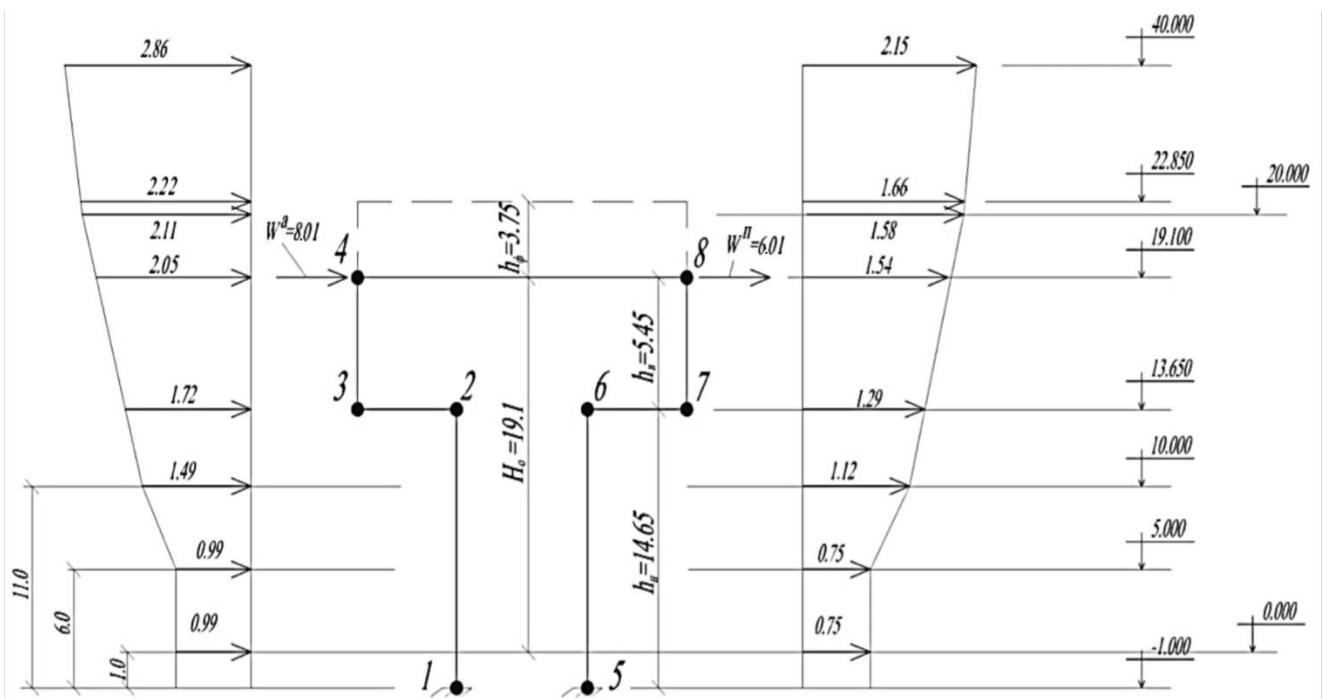


Рисунок 5.15 – Епюри вітрового тиску на поперечну раму

Вітровий тиск, що діє на ділянці заввишки від низу ригеля до верхньої відмітки будинку (приймаємо, що дорівнює висоті ферми  $h_\phi$ ), збирається з навантажувальної площі розміром  $B \cdot h_\phi$  і прикладається у вигляді зосереджених сил  $W^a$ ,  $W^n$  (активного та пасивного вітру) до вузлів ригеля розрахункової схеми поперечної рами (у рівні нижнього поясу ферми). Значення цих сил дорівнює площам трапецій епюр вітрового тиску на ділянці висоти ферми  $h_\phi$  (на рис. 5.15 між відмітками 19,100 м та 22,850 м):

$$W^a = \frac{1}{2} \times (q_{w,H_0}^a + q_{w,H_0+h_\phi}^a) \times h_\phi = \frac{1}{2} \times (q_{w,19,1}^a + q_{w,22,85}^a) \times h_\phi = \frac{1}{2} \times (2.05 + 2.22) \times 3.75 = 8.01 \text{кН};$$

$$W^n = W^a \times \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 8.01 \times 0.75 = 6.01 \text{кН}.$$

## 5.6 Статичний розрахунок поперечної рами

### 5.6.1 Визначення жорсткостей елементів рами

Оскільки в програмному комплексі SCAD Office [16] стержні в розрахунковій схемі поперечної рами задаються кінцевими елементами 2-го типу (KE2 – «плоска рама»). Останні потребують задання у вихідних даних пари значень відповідних жорсткостей: EA – на розтяг-стиск і EI – на згин (рис. 5.16).

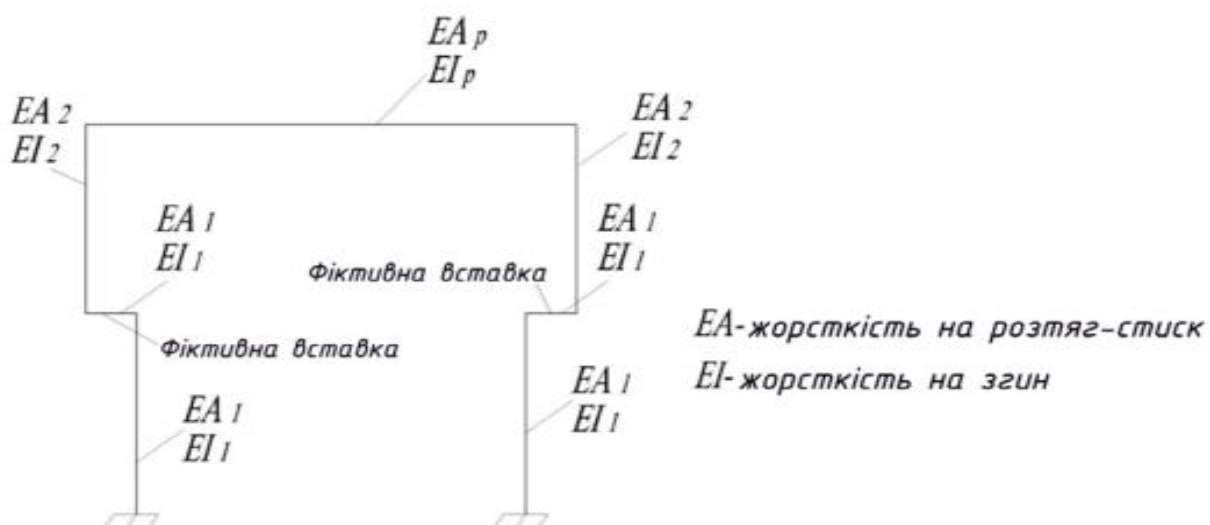


Рисунок 5.16 – Позначення жорсткостей елементів розрахункової схеми рами

Визначимо необхідні геометричні характеристики ригеля:

$$I_p = \frac{M_{\max} \cdot h_{\phi}}{2 \cdot R_y} \cdot 1.15 \cdot \mu \quad (5.22)$$

$$\text{де } M_{\max} = \frac{(q_m + q_{\text{сн.м}}) \cdot L^2}{8} = \frac{(5.88 + 9.6) \cdot 36^2}{8} = 2507.8 \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (5.23)$$

$$I_p = \frac{2507.8 \cdot 3.75}{2 \cdot 24 \cdot 10^4} \cdot 1.15 \cdot 0.9 = 0.0203 \text{м}^4, \text{ де } \mu = 0.9 \text{ при нахилі поясів } i \approx 0.$$

$$R_y = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 24 \frac{\text{кН}}{0.01 \cdot 0.01 \text{м}^2} = \frac{24 \cdot 100 \cdot 100 \text{кН}}{1 \cdot 1 \text{м}^2} = 24 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

$$A_p = \frac{4 \cdot I_p}{h_{\phi}^2} = \frac{4 \cdot 0.0203}{3.75^2} = 0.0058 \text{м}^2 \quad (5.24)$$

Визначимо необхідні геометричні характеристики нижньої частини колони:

$$I_1 = \frac{(N + 2 \cdot D_{\max}) \cdot b_n^2}{K_1 \cdot R_y} = \frac{(278.64 + 2 \cdot 1263.81) \cdot 1.25^2}{2.8 \cdot 21 \cdot 10^4} = 0.0075 \text{ м}^4; \quad (5.25)$$

$$N = V_{q_m} + V_{q_{сн,м}} = 105.84 + 172.8 = 278.64 \text{ кН}, \quad (5.26)$$

коефіцієнт  $K_1 = 3.2$  – залежить від кроку колон.

$$\begin{cases} K_1 = 3.2 \text{ при } B = 10\text{--}12 \text{ м}, \\ K_1 = 2.2\text{...}2.8 \text{ при } B = 6 \text{ м}; \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{4 \cdot I_1}{b_n^2} = \frac{4 \cdot 0.0075}{1.25^2} = 0.019 \text{ м}^2. \quad (5.27)$$

Визначимо необхідні геометричні характеристики верхньої частини колони:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left( \frac{b_6}{b_n} \right)^2 = \frac{0.0075}{1.55} \cdot \left( \frac{0.8}{1.25} \right)^2 = 0.002 \text{ м}^4,$$

$$K_2 = 1.2\text{...}1.6 \Rightarrow K_2 = 1.55.$$

$$A_2 = \frac{4 \cdot I_2}{b_6^2} = \frac{4 \cdot 0.002}{0.8^2} = 0.0125 \text{ м}^2. \quad (5.28)$$

Визначимо жорсткості на розтяг-стиск і згин всіх елементів рами:

$$E = 2.06 \cdot 10^8 \text{ кН} / \text{м}^2 \text{ – модуль пружності сталі};$$

$$E \cdot I_p = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0.0203 = 0.0418 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$E \cdot A_p = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0.0058 = 0.0119 \cdot 10^8 \text{ кН};$$

$$E \cdot I_1 = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0.0075 = 0.0155 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$E \cdot A_1 = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0.019 = 0.039 \cdot 10^8 \text{ кН};$$

$$E \cdot I_2 = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0.002 = 0.00412 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$E \cdot A_2 = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0.0125 = 0.0258 \cdot 10^8 \text{ кН}. \quad (5.29)$$

### 5.6.2 Розрахункові схеми рами від окремих навантажень

Розрахункові схеми рами від окремих навантажень наведені на рисунку 5.17.

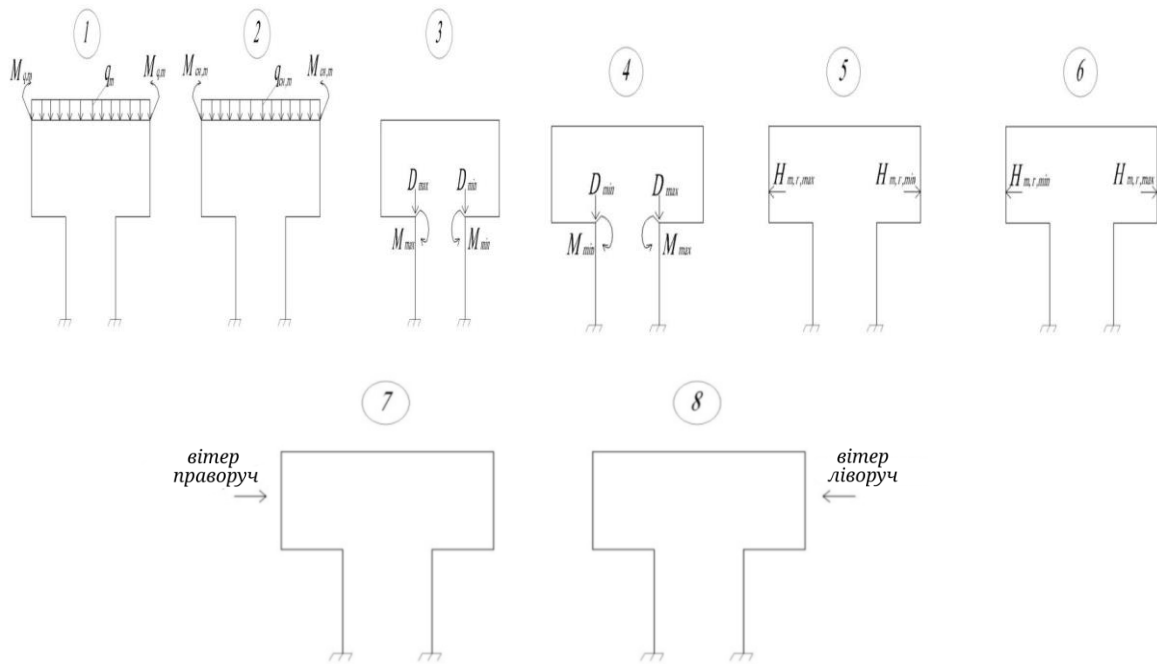


Рисунок 5.17 – Розрахункові схеми рами від окремих навантажень: схема 1 – постійне; схема 2 – снігове; схема 3 – кранове вертикальне з  $D_{max}$  ліворуч; схема 4 – кранове вертикальне з  $D_{max}$  праворуч; схема 5 – кранове горизонтальне з  $H_{н.г. max}$  ліворуч; схема 6 – кранове горизонтальне з  $H_{н.г. max}$  праворуч; схема 7 – вітер з ліва направо; схема 8 – вітер з права наліво

### 5.6.3 Комбінації навантажень

1. [1] + [2] – постійне + снігове.
2. [1] + [3] + [5] – постійне +  $D_{max}$  ліворуч +  $H_{н.г. max}$  ліворуч.
3. [1] + [4] + [6] – постійне +  $D_{max}$  праворуч +  $H_{н.г. max}$  праворуч.
4. [1] + [7] – постійне + вітер направо.
5. [1] + [8] – постійне + вітер наліво.
6. [1] + 0,9·([2] + [3] + [5]) – постійне + 0,9 (снігове +  $D_{max}$  ліворуч +  $H_{н.г. max}$  ліворуч).

7.  $[1] + 0,9 \cdot ([2] + [4] + [6]) - \text{постійне} + 0,9 \cdot (\text{снігове} + D_{\max} \text{ праворуч} + H_{\max} \text{ праворуч})$ .
8.  $[1] + 0,9 \cdot ([2] + [7]) - \text{постійне} + 0,9(\text{снігове} + \text{вітер направо})$ .
9.  $[1] + 0,9 \cdot ([2] + [8]) - \text{постійне} + 0,9(\text{снігове} + \text{вітер наліво})$ .
10.  $[1] + 0,9 \cdot ([3] + [5] + [7]) - \text{постійне} + 0,9(D_{\max} \text{ ліворуч} + H_{\max} \text{ ліворуч} + \text{вітер направо})$ .
11.  $[1] + 0,9 \cdot ([3] + [5] + [8]) - \text{постійне} + 0,9(D_{\max} \text{ ліворуч} + H_{\max} \text{ ліворуч} + \text{вітер наліво})$ .
12.  $[1] + 0,9 \cdot ([4] + [6] + [7]) - \text{постійне} + 0,9(D_{\max} \text{ праворуч} + H_{\max} \text{ праворуч} + \text{вітер направо})$ .
13.  $[1] + 0,9 \cdot ([4] + [6] + [8]) - \text{постійне} + 0,9(D_{\max} \text{ праворуч} + H_{\max} \text{ праворуч} + \text{вітер наліво})$ .
14.  $[1] + 0,9 \cdot ([2] + [3] + [5] + [7]) - \text{постійне} + 0,9(\text{снігове} + D_{\max} \text{ ліворуч} + H_{\max} \text{ ліворуч} + \text{вітер направо})$ .
15.  $[1] + 0,9 \cdot ([2] + [3] + [5] + [8]) - \text{постійне} + 0,9(\text{снігове} + D_{\max} \text{ ліворуч} + H_{\max} \text{ ліворуч} + \text{вітер наліво})$ .
16.  $[1] + 0,9 \cdot ([2] + [4] + [6] + [7]) - \text{постійне} + 0,9(\text{снігове} + D_{\max} \text{ праворуч} + H_{\max} \text{ праворуч} + \text{вітер направо})$ .
17.  $[1] + 0,9 \cdot ([2] + [4] + [6] + [8]) - \text{постійне} + 0,9 \cdot (\text{снігове} + D_{\max} \text{ праворуч} + H_{\max} \text{ праворуч} + \text{вітер наліво})$ .

#### 5.6.4 Результати статичного розрахунку

Статичний розрахунок рами виконуємо для наведених вище схем за допомогою програмного комплексу SCAD Office [16].

Вихідні дані для комп'ютерного розрахунку:

1. Геометрія рами (координати вузлів).
2. Зв'язки (жорстке зацмлення колон).

3. Жорсткості ригеля й частин колони.
4. Схеми навантажень і їх значення.
5. Комбінації (сполучення) навантажень.

Результати статичного розрахунку рами наведені в таблицях 5.5–5.8.

Таблиця 5.5 – Зусилля в нижній частині лівої колони (елемент 1) від окремих навантажень

Елемент	Переріз	Навантаження	Зусилля		
			N, кН	M, кНм	Q, кН
1	2	3	4	5	6
1	1	1	-104,963	-123,303	14,167
1	1	2	-171,369	-201,309	23,13
1	1	3	-1257,623	-44,45	38,34
1	1	4	-495,179	-335,236	38,338
1	1	5	-5,68	-546,909	52,378
1	1	6	5,682	212,931	-8,97
1	1	7	5,726	326,875	-32,192
1	1	8	-5,726	-311,449	29,007
1	2	1	-104,963	84,244	14,167
1	2	2	-171,369	137,541	23,13
1	2	3	-1257,623	517,231	38,34
1	2	4	-495,179	226,414	38,338
1	2	5	-5,68	220,431	52,378
1	2	6	5,682	81,525	-8,97
1	2	7	5,726	-42,019	-15,185
1	2	8	-5,726	35,868	16,185

Таблиця 5.6 – Зусилля у верхній частині лівої колони (елемент 3) від окремих навантажень

Елемент	Переріз	Навантаження	Зусилля		
			N, кН	M, кНм	Q, кН
1	2	3	4	5	6
3	1	1	-104,963	107,861	14,167
3	1	2	-171,369	176,099	23,13
3	1	3	5,477	-274,001	38,34
3	1	4	-5,479	-78,453	38,338
3	1	5	-5,68	221,709	52,378
3	1	6	5,682	80,247	-8,97
3	1	7	5,726	-43,308	-15,185

Продовження таблиці 5.6

1	2	3	4	5	6
3	1	8	-5,726	37,156	16,185
3	2	1	-104,963	185,071	14,167
3	2	2	-171,369	302,155	23,13
3	2	3	5,477	-65,048	38,34
3	2	4	-5,479	130,489	38,338
3	2	5	-5,68	-38,845	-70,322
3	2	6	5,682	-241,645	-70,32
3	2	7	5,726	-99,187	-5,077
3	2	8	-5,726	105,214	8,611

Таблиця 5.7 – Зусилля в нижній частині лівої колони (елемент 1) від комбінацій навантажень

Елемент	Переріз	Комбінація	Зусилля		
			N, кН	M, кНм	Q, кН
1	2	3	4	5	6
1	1	1	-276,332	-324,612	37,297
1	1	2	-1368,267	-714,662	104,885
1	1	3	-594,46	-245,608	43,535
1	1	4	-99,238	203,573	-18,025
1	1	5	-110,689	-434,751	43,174
1	1	6	-1396,169	-836,704	116,63
1	1	7	-699,743	-414,555	61,415
1	1	8	-254,042	-10,293	6,011
1	1	9	-264,348	-584,784	61,09
1	1	10	-1236,784	-361,338	66,841
1	1	11	-1247,09	-935,83	121,919
1	1	12	-540,358	60,811	11,626
1	1	13	-550,664	-513,681	66,704
1	1	14	-1391,016	-542,516	87,657
1	1	15	-1401,322	-1117,008	142,736
1	1	16	-694,589	-120,367	32,442
1	1	17	-704,896	-694,859	87,521
1	2	1	-276,332	221,785	37,297
1	2	2	-1368,267	821,906	104,885
1	2	3	-594,46	392,184	43,535
1	2	4	-99,238	42,225	-1,018
1	2	5	-110,689	120,112	30,352
1	2	6	-1396,169	871,926	116,63
1	2	7	-699,743	485,176	61,415
1	2	8	-254,042	170,213	21,317

Продовження таблиці 5.7

1	2	3	4	5	6
1	2	9	-264,348	240,312	49,55
1	2	10	-1236,784	710,322	82,147
1	2	11	-1247,09	780,421	110,38
1	2	12	-540,358	323,572	26,932
1	2	13	-550,664	393,671	55,165
1	2	14	-1391,016	834,109	102,963
1	2	15	-1401,322	904,208	131,196
1	2	16	-694,589	447,359	47,748
1	2	17	-704,896	517,458	75,981

Таблиця 5.8 – Зусилля у верхній частині лівої колони (елемент 3) від комбінацій навантажень

Елемент	Переріз	Комбінація	Зусилля		
			N, кН	M, кНм	Q, кН
1	2	3	4	5	6
3	1	1	-276,332	283,96	37,297
3	1	2	-105,167	55,569	104,885
3	1	3	-104,76	109,655	43,535
3	1	4	-99,238	64,553	-1,018
3	1	5	-110,689	145,017	30,352
3	1	6	-259,379	219,287	116,63
3	1	7	-259,013	267,964	61,415
3	1	8	-254,042	227,373	21,317
3	1	9	-264,348	299,79	49,55
3	1	10	-99,994	21,821	82,147
3	1	11	-110,3	94,239	110,38
3	1	12	-99,628	70,499	26,932
3	1	13	-109,934	142,916	55,165
3	1	14	-254,226	180,31	102,963
3	1	15	-264,532	252,727	131,196
3	1	16	-253,859	228,987	47,748
3	1	17	-264,166	301,405	75,981
3	2	1	-276,332	487,226	37,297
3	2	2	-105,167	81,178	-17,815
3	2	3	-104,76	73,915	-17,815
3	2	4	-99,238	85,885	9,09
3	2	5	-110,689	290,285	22,778
3	2	6	-259,379	363,507	6,2
3	2	7	-259,013	356,97	6,2
3	2	8	-254,042	367,743	30,414

Продовження таблиці 5.8

1	2	3	4	5	6
3	2	9	-264,348	551,704	42,733
3	2	10	-99,994	2,299	-19,186
3	2	11	-110,3	186,26	-6,867
3	2	12	-99,628	-4,238	-19,186
3	2	13	-109,934	179,723	-6,867
3	2	14	-254,226	274,239	1,63
3	2	15	-264,532	458,2	13,95
3	2	16	-253,859	267,702	1,63
3	2	17	-264,166	451,663	13,95

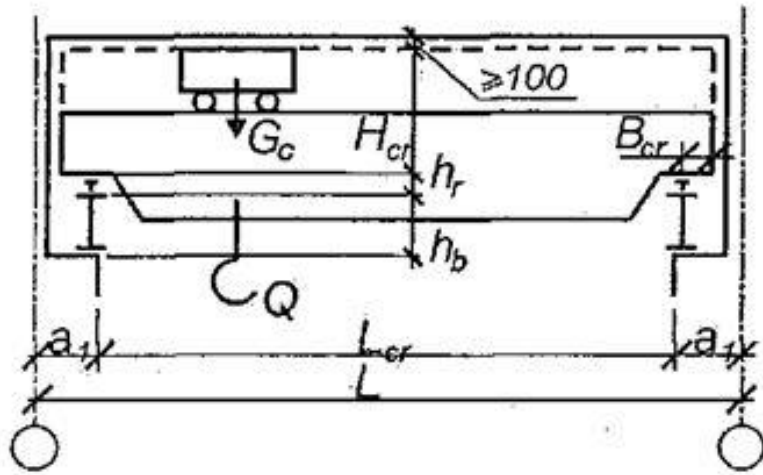
## СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Металеві конструкції. Загальний курс : підручник для закладів вищої освіти / О. О. Нілов, В. О. Пермяков, О. В. Шимановський та ін.; під заг. ред. О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – Вид. 2-ге, перероб. і доп. – Київ : Сталь, 2010. – 869 с.
2. Будівельні конструкції : навч. посіб. / Є. В. Клименко, В. С. Дорофєєв, О. О. Довженко, А. І. Костюк та ін.; за редакцією Клименка Є. В. – Київ : Центр навчальної літератури, 2012. – 426 с.
3. Металеві конструкції : підручник для студентів вищих навчальних закладів / О. М. Лівінський, О. Г. Хоменко, М. О. Терещук та ін. – Київ : МП «Леся», 2018. – 306 с.
4. Металеві конструкції : підручник для вищих навчальних закладів. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель / С. І. Білик, О. В. Шимановський, О. О. Нілов; ред. колег.: О. В. Шимановський, С. І. Білик, О. О. Нілов. – Кам'янець-Подільський : ТОВ «Друкарня Рута», 2021. – 448 с.
5. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування, зі зміною № 1. – [Чинний від 2015–01–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. – 223 с.
6. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування зі змінами № 1, 2. – [Чинний від 2007–01–01]. – Київ : Мінбуд України. 2006. – 71 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд зі зміною № 1. – [Чинний від 2019–01–01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово–комунального господарства України. 2018. – 38 с.
8. ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). – [Чинний від 2019–12–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 16 с.

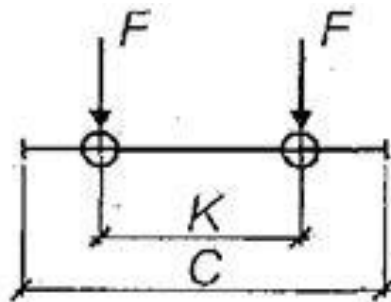
9. ДСТУ Б В.2.6-199:2014 Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення. – [Чинний від 2015–07–01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово–комунального господарства України, 2015. – 62 с.
10. ДСТУ Б В.2.6-200:2014 Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу з поправкою. – [Чинний від 2015–07–01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово–комунального господарства України, 2015. – 49 с.
11. ДСТУ 8539:2015 Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови з поправками. – [Чинний від 2016–07–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 22 с.
12. ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий гарячекатаний. Сортамент з поправкою. – [Чинний від 2016–07–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 14 с.
13. ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент. – [Чинний від 2019–01–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2018. – 8 с.
14. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент. – [Чинний від 2019–01–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2018. – 12 с.
15. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – [Чинний від 2007–01–01]. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 11 с.
16. Програмний комплекс SCAD Office (версія 23.1.1.1) [Електрон. ресурс]. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://scadsoft.com/ua/uploads>, вільний (дата звернення: 20.05.2025). – Назва з екрана.

Додаток А

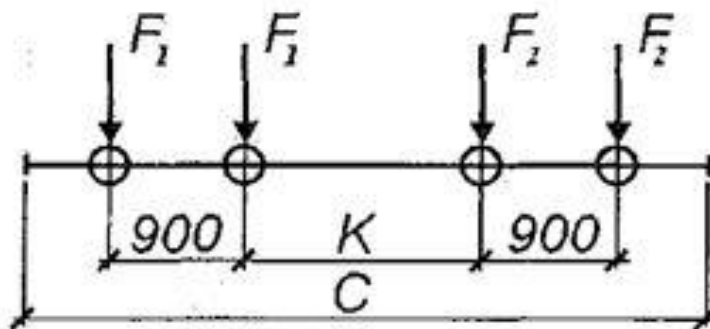
До визначення розрахункових параметрів мостових кранів



а



б



в

Рисунок А.1 – Схеми та основні розміри мостових кранів: а – схема крана; б – схема розташування коліс кранів  $Q = 10-50$  т; в – те саме,  $Q = 80-125$  т

Таблиця А.1 – Довідкові дані про мостові крани

Вантажо- підйомність крана, $Q, t$	Група режимів роботи крана	Проліт будівлі, $L, m$	Параметри крана, $mm$				Маса, $t$		Тиск колеса, $kH$			Тип крано- вої рейки	Висо- та крано- вої рейки	Висота підкранової балки при кроці колон	
			$H_{cr}$	$B_{cr}$	$K$	$C$	візка, $G_c$	крана з візком, $G$	$F_{n,max}$	$F_{n,1}$	$F_{n,2}$			$6 m$	$12 m$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
80/20	≤ 5К	24	3 700	400	4 350	9 100	32,3	102,9	–	347	367	КР-100	150	1 350	1 650
		30	4 000					117,6	–	367	392				
		36	4 000					127,4	–	387	412				
	6К	24	3 700	400	5 400	10 400	38,2	113,7	–	385	395				
		30	4 000					128,4	–	415	425				
		36	4 000					146,1	–	435	445				
100/20	≤ 5К	24	3 700	400	5 400	10 400	36,3	110,7	–	406	435	КР-120	170	1 730	2 030
		30	4 000					130,3	–	445	465				
		36	4 000					140,1	–	468	487				
	6К	24	3 700	400	6 100	10 400	41,2	118,6	–	446	456				
		30	4 000					138,2	–	476	485				
		36	4 000					143,1	–	495	505				
125/20	≤ 5К	24	4 000	400	5 100	9 900	38,2	115,6	–	475	504	КР-120	170	1 730	2 030
		30	4 000					130,3	–	507	537				
		36	4 000					150,0	–	527	563				
	6К	24	4 000	400	6 100	11 100	44,1	123,5	–	452	462				
		30	4 000					143,1	–	483	493				
		36	4 000					157,8	–	505	515				

Додаток Б

**До визначення характеристичних навантажень від власної ваги  
конструкцій**

Таблиця Б.1 – Характеристичні навантаження від власної ваги  
конструкцій

Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням, $\gamma_{fm}$
1	2	3
<b>Обгороджувальні та несучі конструкції покрівлі</b>		
Гравійний захист рулонної покрівлі завтовшки 15–25 мм.	0,3–0,4	1,3
Гідроізоляційний килим з ПВХ – мембрани.	0,15	1,2
Гідроізоляційний килим з трьох шарів руберойду та одного шару пергаменту.	0,16	1,2
Асфальтова стяжка завтовшки 15–20 мм.	0,36–0,45	1,3
Пароізоляція з одного шару руберойду або пергаменту.	0,05	1,3
Пароізоляція з поліетиленової плівки.		
Утеплювач із спіненого пінополістиролу густиною 100 кг/м <sup>3</sup> :	0,01	1,2
– товщина 50 мм (при температурі зовнішнього повітря $\geq -30$ °С)	0,05	1,3
– товщина 80 мм (при температурі зовнішнього повітря $\geq -40$ °С).	0,08	1,3
Утеплювач із мінеральної вати або із жорстких пінопластових плит із густиною 50 кг/м <sup>3</sup> і товщиною 100 мм	0,05	1,2
<b>Шар мастикової покрівлі</b>	0,1	1,3
Утеплювач із мінераловатних плит густиною 300/м <sup>3</sup> завтовшки:		
– 50 мм;	0,15	1,3
– 60 мм;	0,18	1,3
– 80 мм.	0,24	1,3
Збірні залізобетонні плити з важкого бетону з розмірами:		
– 3 м × 6 м;	1,6	1,1
– 3 м × 12 м.	1,8	1,1
Сталевий профільований настил з висотою гофра:		
– до 70 мм;	0,11	1,05
– до 80 мм;	0,12	1,05
– понад 80 мм.	0,15	1,05
Тришарові панелі з утеплювачем з мінераловатних плит завтовшки:		
– 50 мм;	0,3	1,2
– 80 мм.	0,4	1,2

Продовження таблиці Б1

1	2	3
Металочерепиця.	0,04	1,05
Дерев'яне латування.	0,06	1,1
Сталеві прогони:		
– із суцільні прогоном 6 м;	0,05–0,15	1,05
– із гнутих профілів;	0,04	1,05
– із суцільні прогоном 12 м;	1,10–1,15	1,05
– із наскрізним прогоном 12 м.	0,07–0,12	1,05
Каркас сталевих панелей із розміром:		
– 3 м × 6 м;	0,10–0,15	1,05
– 3 м × 12 м.	0,15–0,25	1,05
Власна вага несучих сталевих конструкцій (орієнтовно):		
– кроквяних ферм;	0,1–0,4	1,05
– підкроквяних ферм;	0,05–0,10	1,05
– в'язей по покриттю;	0,04–0,06	1,05
– каркаса ліхтаря	0,08–0,12	1,05
<b>Колони</b>		
У будівлях з кранами:		
1) із мостовими опорними вантажопідйомністю (т):		
– до 50;	0,25–0,35	1,05
– 50–100;	0,30–0,60	1,05
– 100–150;	0,55–0,75	1,05
2) із підвісними кранами до 10 т.	0,12–0,15	1,05
У безкранових будівлях	0,09–0,12	1,05
<b>Огороджувальні конструкції стін</b>		
<b>Стінові панелі для неопалюваних будівель:</b>		
<b>1) залізобетонні попередньо напружені з такими розмірами (мм):</b>		
– 5 980 × 885 × 70;	<b>1,65</b>	1,1
– 5 980 × 1 185 × 70;	<b>1,70</b>	1,1
– 5 980 × 1 785 × 70;	<b>1,90</b>	1,1
<b>2) попередньо напружені з легких бетонів з такими розмірами (мм):</b>		
– 5 980 × 885 × 70;	<b>1,30</b>	1,1
– 5 980 × 1 185 × 70;	<b>1,33</b>	1,1
– 5 980 × 1 785 × 70;	<b>1,37</b>	1,1
– 11 970 × 885 × 300;	<b>1,95</b>	1,1
– 11 970 × 1 185 × 300;	<b>2,15</b>	1,1
– 11 970 × 1 785 × 300.	<b>2,20</b>	1,1
<b>Стінові панелі для опалюваних будівель:</b>		
<b>1) тришарові із сталевією обшивкою при товщині панелі 50–80 мм;</b>	<b>0,165–0,190</b>	1,1
<b>2) тришарові з алюмінієвою обшивкою при товщині панелі 46,6–91,6 мм;</b>	<b>0,079–0,100</b>	1,1
<b>3) сталеві пошарового складання при вітровому навантаженні:</b>		
– 0,7–1,1 кН/м <sup>2</sup> ;	<b>0,250–0,280</b>	1,1
– 0,9...1,4 кН/м <sup>2</sup> .	<b>0,275–0,300</b>	1,1

<b>Ригелі стінового фахверка з навантаженням 0,7–1,7 кН/м<sup>2</sup>:</b>	<b>0,022–0,052</b>	1,05
	<b>0,042–0,068</b>	1,05
	<b>0,053–0,078</b>	1,05
– рядові;		
– опорні;		
– стикові.		
<b>Вікна металеві із склінням</b>	<b>0,183/0,278</b>	1,1
<b>одинарним / подвійним:</b>	<b>0,167/0,261</b>	1,1
<b>1) глухі з таким розміром, м:</b>	<b>0,174/0,269</b>	1,1
– 6 × 1,2;		
– 6 × 1,8;	<b>0,229/0,326</b>	1,1
– 6 × 2,4;	<b>0,206/0,299</b>	1,1
<b>2) із фрамугами, що відкриваються, з таким розміром, м:</b>	<b>0,196/0,292</b>	1,1
– 6 × 1,2;		
– 6 × 1,8;		
– 6 × 2,4		

## Додаток В

### До визначення характеристичних значень навантажень і впливів від снігу та вітру

Таблиця В.1 – Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України

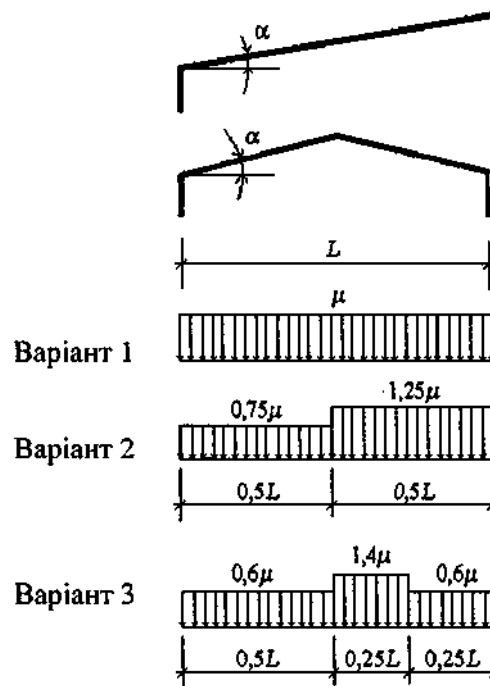
Міста обласного підпорядкування	$W_0$ (Па)	$S_0$ (Па)	$b$ (мм)	$W_B$ (Па)
Київ	370	1 550	19	160
Вінниця	470	1 360	17	220
Дніпро	470	1 340	19	260
Донецьк	500	1 500	22	260
Маріуполь	600	1 380	28	350
Житомир	460	1 460	16	200
Ужгород	370	1 340	11	150
Запоріжжя	460	1 110	19	260
Луганськ	460	1 350	28	230
Львів	520	1 310	15	240
Миколаїв	470	870	22	260
Одеса	460	880	28	330
Полтава	470	1 450	19	250
Рівне	520	1 320	18	240
Суми	420	1 670	16	250

Міста обласного підпорядкування	$W_0$ (Па)	$S_0$ (Па)	$b$ (мм)	$W_B$ (Па)
Харків	430	1 600	14	230
Лозова	480	1 490	19	230
Херсон	480	760	19	290
Черкаси	420	1 520	18	220

### Додаток Г

#### Схеми снігового навантаження та коефіцієнти $\mu$

Схема 1 – Будинки з односхилими та двосхилими покриттями



$$\mu = 1 \quad \text{при} \quad \alpha \leq 25^\circ$$

$$\mu = 0 \quad \text{при} \quad \alpha > 60^\circ$$

Варіанти 2 і 3 потрібно враховувати для будинків із двосхилими покриттями (профіль б), при цьому варіант 2 – при  $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ , а варіант 3 – при  $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$  тільки за наявності ходових містків або аераційних пристроїв по гребеню покрівлі.

## Додаток Д

### Схеми вітрових навантажень і аеродинамічні коефіцієнти $C_{aer}$

Вертикальні поверхні та такі, що відхиляються від вертикальних не більш ніж на  $15^\circ$

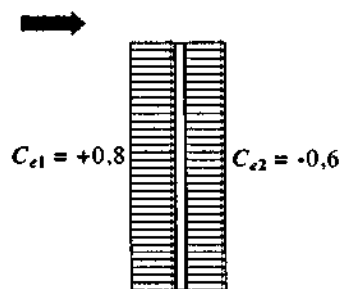


Рисунок Д.1 – Схема 1 Окремо розташовані плоскі суцільні конструкції

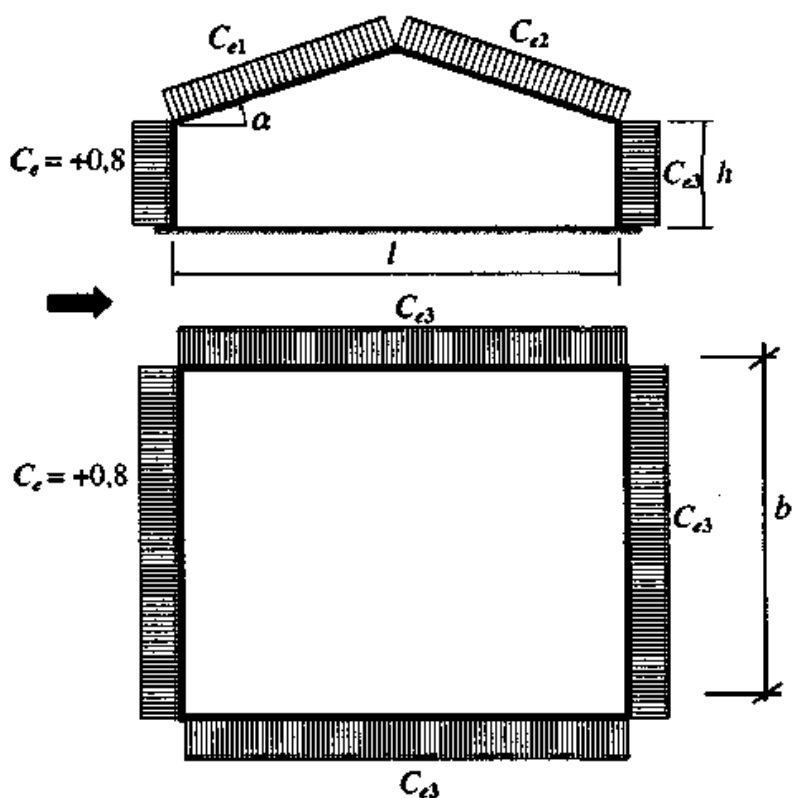


Рисунок Д.2 – Схема 2 Будівлі з двосхилими покриттями

Таблиця Д.1 – Значення аеродинамічних коефіцієнтів  $C_{e1}$  та  $C_{e2}$ 

Коефіцієнт	$\alpha$ , град	Значення $C_{e1}$ , $C_{e2}$ при $h/l$			
		0	0,5	1	$\geq 2$
$C_{e1}$	0	0	-0,6	-0,7	-0,8
	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8
$C_{e2}$	$\leq 60$	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8

Таблиця Д.2 – Значення аеродинамічного коефіцієнта  $C_{e3}$ 

$b/l$	Значення $C_{e3}$ при $h/l$ , що дорівнює:		
	$\leq 0,5$	1	$\geq 2$
$\leq 1$	-0,4	-0,5	-0,6
$\geq 2$	-0,5	-0,6	-0,6

Примітка. При вітрі, перпендикулярному до торця будівлі, для всієї покрівлі  $C_e = -0,7$ .

*Електронне навчальне видання*

Методичні рекомендації

**«КОМПУНУВАННЯ КАРКАСУ ОДНОПОВЕРХОВИХ ВИРОБНИЧИХ  
БУДІВЕЛЬ ТА ЇХ СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК»**

до практичних занять  
із навчальної дисципліни

**«ОСНОВИ ПРОЄКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної  
форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,  
освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)*

Укладачі: **ЧЕРЕДНІК** Дмитрій Леонідович,  
**РЮМІН** Володимир Володимирович,  
**СОЛОДОВНИК** Юлія Юріївна

Відповідальний за випуск *К. В. Спіранде*  
Редактор *О. А. Норик*  
Комп'ютерне верстання *Д. Л. Череднік*

План 2025, поз. 68М

---

Підп. до друку 26.05.2025. Формат 60 × 84/16.  
Ум. друк. арк. 3,7.

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Чорноглазівська (Маршала Бажанова), 17, Харків, 61002.  
Електронна адреса: office@kname.edu.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 5328 від 11.04.2017.