

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

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до виконання розрахунково-графічної роботи
з навчальної дисципліни

«ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ»

Розділ 1

**Компоновка конструктивної схеми будівлі
і статичний розрахунок поперечної рами**

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2025

Методичні рекомендації до виконання розрахунково-графічної роботи з навчальної дисципліни «Проектування залізобетонних конструкцій». Розділ 1. Компоновка конструктивної схеми будівлі і статичний розрахунок поперечної рами (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : Н. О. Псурцева, П. А. Резнік. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 69 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. Н. О. Псурцева,
канд. техн. наук, доц. П. А. Резнік

Рецензент

О. М. Пустовойтова, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 2 від 2 жовтня 2024 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ БУДІВЛІ.....	5
1.1 Компонівка поперечної рами, вибір колон.....	5
1.2 Вибір і проектування покриття.....	8
1.3 Складання плану та розбивка будівлі на температурні блоки.....	14
1.4 Вибір схеми в'язів, які забезпечують просторову жорсткість будівлі.....	16
2 ПОСЛІДОВНІСТЬ РОЗРАХУНКУ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.....	18
2.1 Визначення навантажень на раму.....	18
2.1.1 Постійне навантаження.....	19
2.1.2 Змінні навантаження.....	22
2.1.2.1 Снігове навантаження.....	22
2.1.2.2 Кранове навантаження.....	22
2.1.2.3 Вітрове навантаження.....	25
2.2. Сумарне завантаження поперечної рами, її розрахункова схема та принципи розрахунку.....	29
2.3 Приклад розрахунку поперечної рами.....	33
2.3.1 Вихідні дані для проектування.....	33
2.3.2 Компонівка поперечної рами.....	33
2.3.3 Визначення навантажень на поперечну раму.....	34
2.3.3.1 Постійні навантаження.....	34
2.3.3.2 Змінні навантаження.....	36
2.3.4 Визначення розрахункових ексцентриситетів.....	39
2.3.5 Визначення зусиль у колоні крайнього ряду.....	39
2.3.5.1 Зусилля від постійного навантаження.....	40
2.3.5.2 Зусилля від снігового навантаження.....	41
2.3.5.3 Зусилля від кранового навантаження.....	42
2.3.5.4 Зусилля від вітрового навантаження.....	46
2.3.6 Складання таблиці комбінацій зусиль	48
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	51
ДОДАТКИ.....	53

ВСТУП

У розрахунково-графічній роботі по курсу «Проектування залізобетонних конструкцій» передбачається виконати компоновку конструктивної схеми будівлі і статичний розрахунок поперечної рами одноповерхової промислової будівлі, обладнаної мостовими кранами обмеженої та середньої інтенсивності режимів роботи (Зк...6к). Крок колон каркасної будівлі може складати 6 і 12 м. Інші вихідні дані задаються у завданні, розміщеному у цих методичних рекомендаціях (дод. А) або виданих студенту індивідуально викладачем.

Під час роботи над РГР потрібно виконати такі розділи:

а) компоновка конструктивної схеми будівлі (план, поперечний і поздовжній перерізи будівлі);

б) статичний розрахунок поперечної рами.

Загальний об'єм РГР складається з пояснювальної записки і графічного матеріалу – 1 аркуша формату А1, які в подальшому використовуються під час виконання курсового проекту по курсу «Проектування залізобетонних конструкцій (спецкурс)» у наступному семестрі.

У текстовій частині пояснювальної записки подаються всі необхідні ескізи та малюнки.

Виконання цієї роботи з використанням програмних продуктів: «SCAD Office», «ЛІРА-САПР» буде розглянуто в подальших методичних рекомендаціях.

1 КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ БУДІВЛІ

1.1 Компонівка поперечної рами, вибір колон

Поперечна рама одноповерхової промислової будівлі, виконаної у каркасному варіанті із збірних залізобетонних конструкцій, складається із колон, зацмєлєних у фундамєнтах, і ригєлів, з'єднаних з колонами (здебільшого) шарнірно. Ригєлі (ферми, арки, балки та інші) при статичному розрахунку рами приймаються абсолютно жорсткими.

Під час компоновання поперечної рами потрібно мати уявлення про тип ригєля, який буде прийнятним для цієї рами (балка, ферма, арка), тип колони (суцільна або двовіткова), тип вантажопідйомного устаткування (мостові крани чи кран-балки), тип огорожувальних конструкцій стін.

Колони можуть бути прийняті суцільні (прямокутного або двотаврового перерізу) чи наскрізні (надкранова частина суцільна, підкранова – двовіткова).

Суцільні колони застосовуються в будівлях з прогонами 18, 24 м, обладнаних мостовими кранами вантажопідйомністю до 300 кН, висота будівлі повинна бути не більше 11...12 м, крок колон – 6 м.

Двовіткові колони більш раціональні при прогонах 24 м і більше, висоті будівлі 12 м і більше, кроці колон 12 м, вантажопідйомності кранів більше 300 кН.

Зауважимо, що в уніфікованих конструктивних схемах одноповерхових промислових будівель за висоти будівлі більше 12 м у всіх випадках (незалежно від прогону і кроку колон) застосовуються двовіткові колони.

Розміри колони по висоті визначаються в цьому проєкті виходячи з заданої відмітки рівня головки підкранової рейки – H_1 .

Висота надкранової частини ступінчастої суцільної або двовіткової колони визначається з виразу (рис. 1.1):

$$H_B = H_{кр} + h_{н.б.} + 0,15 + a, \text{ м}; \quad (1.1)$$

де $H_{кр}$ – габаритний розмір висоти крана (табл. 2.5);

$h_{н.б.}$ – висота підкранової балки, яка приймається 1,4 м за кроком колон 12 м і 1,0 м за кроком – 6 м;

0,15 – висота кранової рейки (КР-70 або КР-80) з кріпленням рейки та підкладками;

a – відстань між верхом кранового візка і низом залізобетонних кроквяних конструкцій, $a = 100 - 200$ мм.

Висота підкранової частини колони:

$$H_H = H_1 - (h_{н.б.} + 0,15) + a_1, \text{ м}; \quad (1.2)$$

де H_1 – відмітка рівня підкранової рейки;

$h_{н.б.}$ – висота підкранової балки;

a_1 – відстань від рівня підлоги до рівня верхнього обрізу фундаменту (рекомендується приймати рівною 0,15 м).

Загальна висота колони H_k повинна складати не менше суми $H_B + H_H$ і бути такою, щоб габаритний розмір висоти будівлі $H = H_k - a_1$ (рис. 1.1) ділився на модуль 0,6; 1,2; 1,8 м (за узгодженням з консультантом-викладачем можна приймати розмір H ділиться на менший модуль, наприклад 0,5 м або 0,4 м, або 0,3 м). Допускається приймати висоту колони, що ділиться на 0,1 м.

Розміри перерізу верхньої та нижньої частин колони рекомендується приймати, виходячи із існуючих типових серій КЕ-10-49 і КЕ-01-52. Ширина перерізу колон (b_{col}), що тримають кранові навантаження, повинна бути не менше 400 мм за кроком колон 6 м и не менше 500 мм – за кроком колон 12 м. Окрім того, значення b_{col} для будівлі з мостовими кранами при влаштуванні вертикальних в'язів по колонах повинна призначатись не менше $1/25 H_H$.

Висота перерізу надкранової частини колони (h_{col}) для крайніх колон приймається не менше 380 (400) мм, для проміжних колон середнього ряду не менше 500 мм (зазвичай 600 мм).

Висота перерізу підкранової частини колон (h^u_{col}) приймається рівною не менше $(1/9 \dots 1/12)H_H$.

Розміри перерізів колон рекомендується робити таким, що ділиться на 100 мм. Розміри перерізів гілок двовіткових колон (у площині рами) можуть бути дільними 50 мм (200, 250, 300, 350 мм).

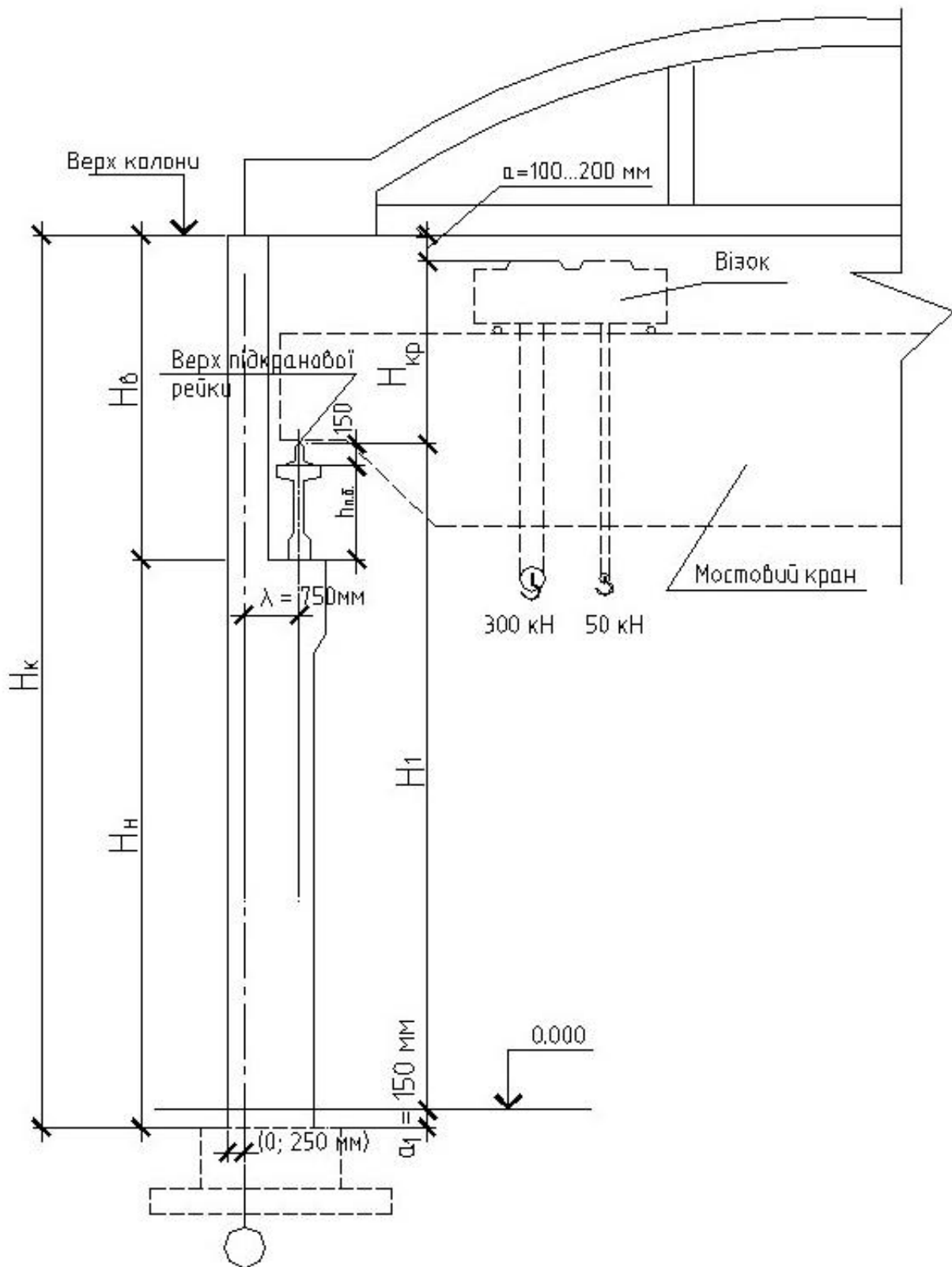


Рисунок 1.1 – Визначення висоти колони

Відстань між вісями розпірок двовіткових колон приймається рівною 1 400...2 000 мм. Призначаючи перерізи колон, можна брати до уваги рекомендації, викладені в таблицях 1.1–1.4 та у додатку В.

Значення висоти колон H не обов'язково повинно збігатися з величинами, які наведені у таблицях 1.1–1.4. Висоти колон приймаються відповідно до виданого завдання та виконаних розрахунків. Бажано, щоб висота колони була наближена до модульного значення висот стінових панелей.

Щодо прив'язки крайніх колон до розбивочних осей, то вона може бути (рис. 1.1) «нульовою», якщо крок колон 6 м, вантажопідйомність кранів до 300 кН і висота будівлі $H < 12$ м, або зміщеною на 250 мм, якщо крок колон 12 м, вантажопідйомність кранів більше 300 кН, $H \geq 12$ м, а прогін будівлі 24 м і більше.

Розмір λ (прив'язка колеса крана до вісі будівлі) здебільшого приймається рівним 750 мм у будівлях, обладнаних мостовими кранами загального призначення вантажопідйомністю до 500 кН включно.

На стадії компоновки поперечної рами варто вибрати тип поздовжніх панельних стін (навісні або самотримальні), конструктивне рішення панелей, показати на поперечному перерізі схему влаштування стінових панелей та поздовжніх рядів склування за висотою будівлі. Водночас потрібно призначити висоту стін та висоту смуг вікон, виходячи з типових рішень промислових будівель, розглянутих в курсі «Архітектура будівель і споруд» та в довідкових матеріалах.

1.2 Вибір і проєктування покриття

У РГР розглядається будівля з покриттям із плоских лінійних елементів, що працюють за балочною схемою, тобто безпрогонне покриття. Різні складні покриття у вигляді оболонки, висячих конструкцій, складок та ін. у цій роботі не використовуються.

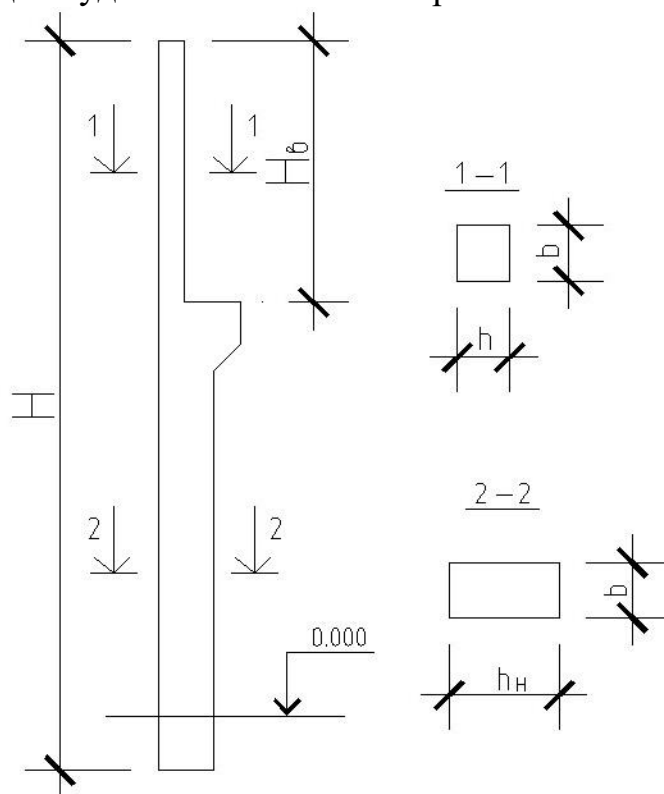
Можливі такі варіанти розміщення кроквяних конструкцій в покриттях подібного типу (рис. 1.2):

а) тримальні ригелі встановлюються в напрямку поперечних рам, якщо для покриття будівлі використовуються плити довжиною 6 і 12 м;

б) тримальні ригелі встановлюються в площині поздовжніх рам, якщо для покриття будівлі використовуються великорозмірні плити довжиною 18, 24 м (малоухильні плити та плити типу ВЗС – великорозмірні залізобетонні склепінчасті).

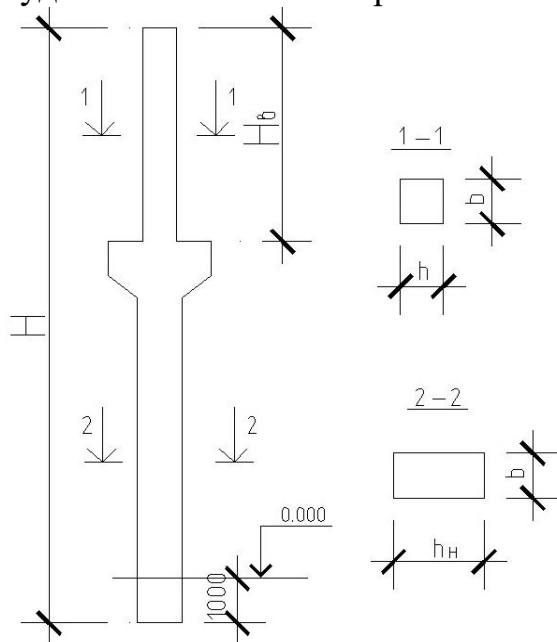
У розрахунковій роботі потрібно вибрати конструктивну схему покриття, основний тип плит покриття, а також тип кроквяної і, якщо необхідно, підкроквяної конструкції.

Таблиця 1.1 – Типорозміри крайніх колон прямокутного перерізу за серією КЕ-01-49 для будівель з мостовими кранами



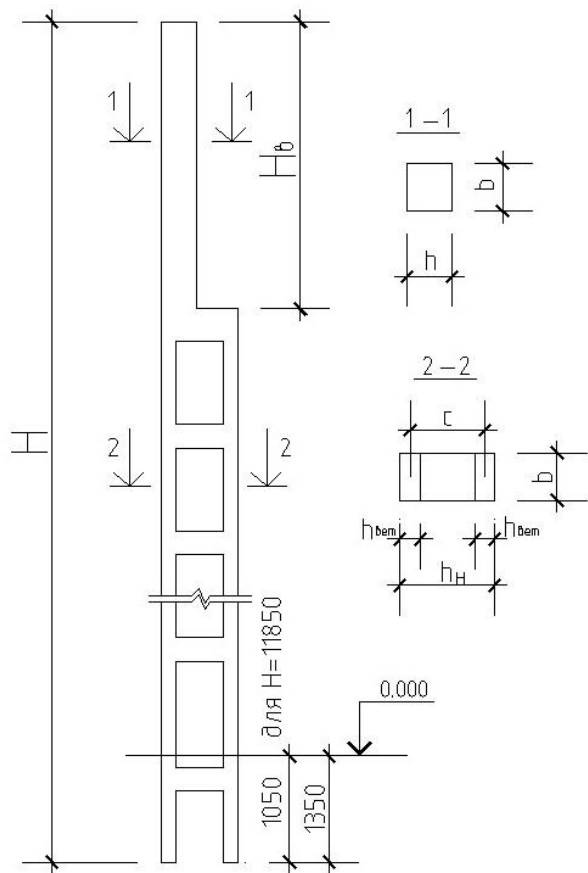
Висота від підлоги до низу кроквяних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
8,4	18,24	100	$H = 9\,400, H_B = 3\,200, B = 400, h = 380, h_H = 600$	53
9,6	18,24	100; 150/30; 200/50	$H = 10\,600, H_B = 3\,800, B = 400, h = 380, h_H = 800$	71
10,8	18,24	100; 150/30; 200/50	$H = 11\,800, H_B = 3\,800, B = 400, h = 380, h_H = 800$	80
Крок колон 12 м				
8,4	18,24	100	$H = 9\,400, H_B = 3\,800, b = 500, h = 600, h_H = 800$	93
9,6	18,24	100; 200/50	$H = 10\,600, H_B = 4\,200, b = 500, h = 600, h_H = 800$	104
10,8	18,24	100; 200/50	$H = 11\,800, H_B = 4\,200, b = 500, h = 600, h_H = 800$	116

Таблиця 1.2 – Типорозміри середніх колон прямокутного перерізу за серією КЕ-01-49 для будівель з мостовими кранами



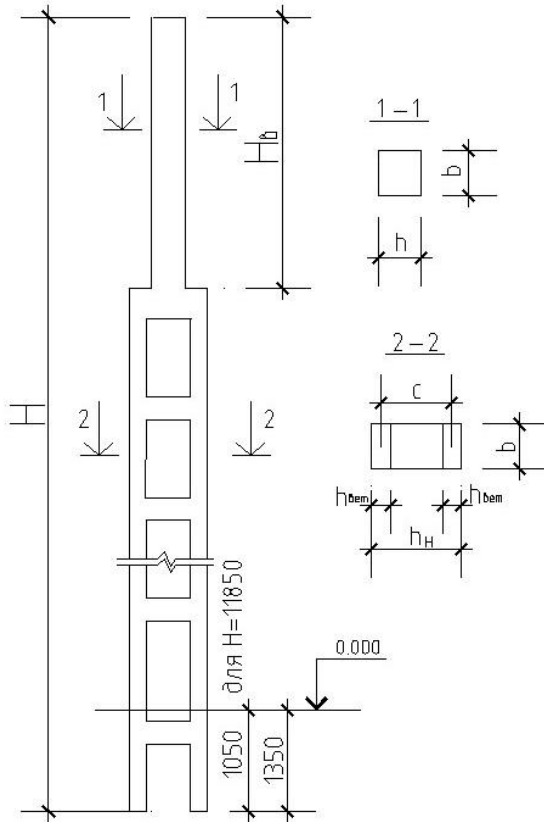
Висота від підлоги до низу кроквяних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
8,4	18,24	100	$H = 9\,400, H_B = 3\,200, b = 400, h = 600, h_H = 600$	70
9,6	18,24	100; 150/30 200/50	$H = 10\,600, H_B = 3\,800, b = 400, h = 600, h_H = 800$	92
10,8	18,24	100; 150/30 200/50	$H = 11\,800, H_B = 3\,800, b = 400, h = 600, h_H = 800$	101
Крок колон 12 м (якщо крок кроквяних конструкцій 12 м)				
8,4	18,24	100	$H = 9\,400, H_B = 3\,800, b = 500, h = 600, h_H = 800$	107
9,6	18,24	100; 200/50	$H = 10\,600, H_B = 4\,200, b = 500, h = 600, h_H = 800$	118
10,8	18,24	100; 200/50	$H = 11\,800, H_B = 4\,200, b = 500, h = 600, h_H = 800$	130
Крок колон 12 м (якщо крок кроквяних конструкцій 6 м)				
7,7	18,24	100	$H = 8\,700, H_B = 3\,100, b = 500, h = 600, h_H = 800$	101
8,9	18,24	100; 200/50	$H = 9\,900, H_B = 3\,500, b = 500, h = 600, h_H = 800$	112
10,1	18,24	100; 200/50	$H = 11\,100, H_B = 3\,500, b = 500, h = 600, h_H = 800$	124

Таблиця 1.3 – Типорозміри двовіткових крайніх колон за серією КЕ-01-52 для будівель з мостовими кранами



Висота від підлоги до низу кроквяних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
10,8	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H = 11\ 850, H_B = 3\ 800, b = 400, h = 380, h_{\text{вем}} = 200, h_H = 1\ 000$	57
12,6	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H = 13\ 950, H_B = 4\ 100, b = 500, h = 380, h_{\text{вем}} = 200; h_H = 1\ 000$	85
14,4	18; 24	100; 200/50; 300/50	$H = 15\ 750, H_B = 4\ 100, b = 500, h = 380, h_{\text{вем}} = 200, h_H = 1\ 000$	97
14,4	30	200/ 0; 300/50	$H = 15\ 750, H_B = 4\ 100, b = 500, h = 380, h_{\text{вем}} = 200, h_H = 1\ 000$	97
16,2	24; 30	300/50; 500/100	$H = 17\ 550, H_B = 4\ 700, b = 500, h = 600, h_{\text{вем}} = 250, h_H = 1\ 300$	148
18	24; 30	300/50; 500/100	$H = 19\ 350, H_B = 4\ 700, b = 500, h = 600, h_{\text{вем}} = 250, h_H = 1\ 300$	1 3
Крок колон 12 м				
10,8	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H = 11\ 850, H_B = 4\ 200, b = 500, h = 600, h_{\text{вем}} = 250, h_H = 1\ 300$	100
12,6	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H = 13\ 950, H_B = 4\ 500, b = 500, h = 600, h_{\text{вем}} = 250; h_H = 1\ 300$	117
14,4	18; 24	100; 200/50	$H = 15\ 750, H_B = 4\ 500, b = 500, h = 600, h_{\text{вем}} = 300, h_H = 1\ 400$	147
14,4	30	200/50; 300/50	$H = 15\ 750, H_B = 4\ 500, b = 500, h = 600, h_{\text{вем}} = 300, h_H = 1\ 400$	147
16,2	24; 30	300/50; 500/100	$H = 17\ 550, H_B = 5\ 100, b = 600, h = 600, h_{\text{вем}} = 300, h_H = 1\ 400$	197
18	24; 30	300/50; 500/100	$H = 19\ 350, H_B = 5\ 100, b = 600, h = 600, h_{\text{вем}} = 300, h_H = 1\ 000$	218

Таблиця 1.4 – Типорозміри двовіткових середніх колон за серією КЕ-01-52 для будівель з мостовими кранами



Висота від підлоги до низу кроквяних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
10,8	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H = 11\ 850, H_B = 4\ 200, b = 500, h = 600, h_{bem} = 300, h_H = 1\ 400$	117
12,6	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H = 13\ 950, H_B = 4\ 500, b = 500, h = 600, h_{bem} = 300; h_H = 1\ 400$	137
14,4	18; 24	100; 200/50; 300/50	$H = 15\ 750, H_B = 4\ 500, b = 600, h = 600, h_{bem} = 300, h_H = 1\ 400$	185
14,4	30	200/50; 300/5	$H = 15\ 750, H_B = 4\ 500, b = 600, h = 600, h_{bem} = 300, h_H = 1\ 400$	185
16,2	24; 30	300/50; 500/100	$H = 17\ 550, H_B = 5\ 100, b = 600, h = 700, h_{bem} = 350, h_H = 1900$	240
18	24; 30	300/50; 500/100	$H = 19\ 350, H_B = 5\ 100, b = 600, h = 700, h_{bem} = 350, h_H = 1\ 900$	266
Крок колон 12 м				
10,1	18; 24	100; 100/30; 200/50	$H = 11\ 150, H_B = 3\ 500, b = 500, h = 600, h_{bem} = 300, h_H = 1\ 400$	112
11,9	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H = 13\ 250, H_B = 3\ 800, b = 500, h = 600, h_{bem} = 300; h_H = 1\ 400$	13
13,7	18; 24	100; 200/50; 300/50	$H = 15\ 050, H_B = 3\ 800, b = 600, h = 600, h_{bem} = 300, h_H = 1\ 400$	179
13,7	30	200/50; 300/50	$H = 15\ 050, H_B = 3\ 800, b = 600, h = 600, h_{bem} = 300, h_H = 1\ 400$	179
15,5	24; 30	300/50; 500/100	$H = 16\ 850, H_B = 4\ 400, b = 600, h = 700, h_{bem} = 350, h_H = 1\ 900$	233
17,3	24; 30	300/50; 500/100	$H = 18\ 650, H_B = 4\ 400, b = 600, h = 700, h_{bem} = 350, h_H = 1\ 900$	259

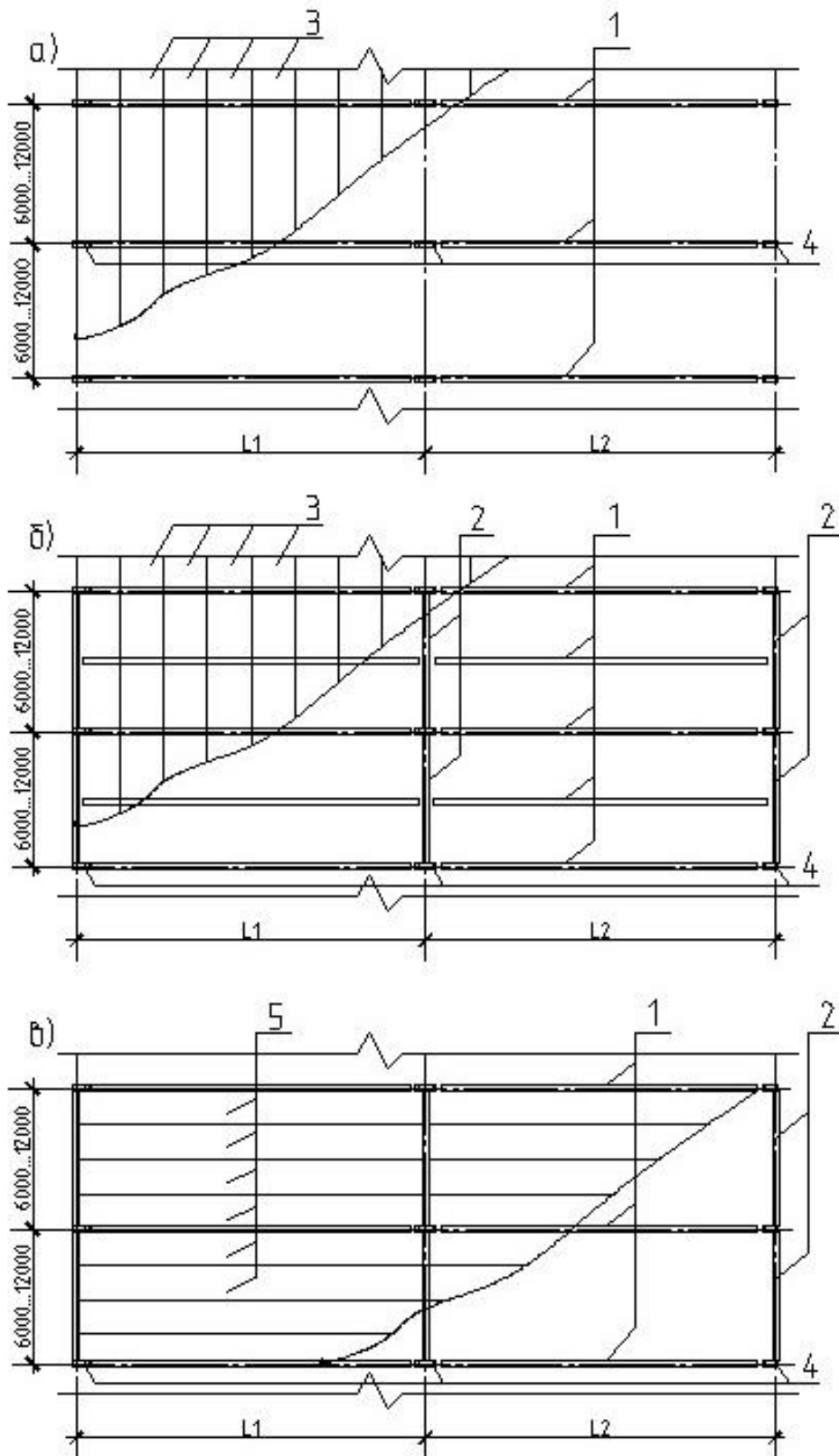


Рисунок 1.2 – Варіанти розміщення кроквяних конструкцій в балочних покриттях:
 а) тримальні кроквяні конструкції в площині поперечних рам;
 б) тримальні ригелі спираються на проміжні підкрявні конструкції;
 в) великопрольотні плити покриття спираються на поздовжні «балки»; 1 – кроквяні конструкції; 2 – підкрявні конструкції; 3 – плити покриття; 4 – колони; 5 – великопрольотні плити (ВЗС або малоухильні)

Під час підбору тримальних конструкцій покриття необхідно керуватися типовими серіями на виготовлення цих конструкцій, зокрема, для плит це можуть бути серії 1.465-3; 1.465-7, для двоскатних балок серія 1.462-3, вип. 1, 3; для ферм безроскісних – серія 1.463-3, вип. 1, 3. Обов'язково вибираються вагові характеристики конструкцій. Крім того, можна керуватися такими міркуваннями:

– кроквяні двоскатні балки покриття з суцільними стінками двотаврового перерізу або балки наскрізні прямокутного перерізу допускається використовувати за прольотів до 18 м включно, а в деяких випадках і за прогонів 24 м;

– кроквяні безроскісні ферми – за прогонів 18; 24 м, а також і за прогонів 30 м;

– кроквяні арки покриття з попередньо напруженою затяжкою – за прогонів 30; 36 м. Основні вагові характеристики елементів покриття наведені в таблицях 2.1–2.3.

1.3 Складання плану та розділення будівлі на температурні блоки

Керуючись вихідними даними та правилами архітектурного проектування, складається план будівлі на відмітці 0,000. Крайні торцеві колони зміщуються відносно поперечних розбивочних осей на 500 мм, це зміщення пов'язане з трьома обставинами:

1) на випадок реконструкції будівлі (її розширення) залишається проміжок між колонами старої і нової будівлі;

2) зміщення основних колон дозволяє зручніше влаштувати фахверкові колони та стінові конструкції;

3) наявність зміщення дозволяє створити новий температурний або осадковий шов на випадок прибудови нової будівлі.

У поздовжньому напрямку колони прив'язуються до розбивочних осей відповідно до поперечного перерізу будівлі («нульова» прив'язка або зі зміщенням на 250 мм) (рис. 1.3).

Дуже важливим значенням для проектування одноповерхової промислової будівлі є розбивка її на температурні блоки. Ця задача виникає при значній довжині промислової будівлі, коли з'являються суттєві температурні деформації залізобетонних конструкцій. Питання про розділення будівлі на окремі блоки виникає при довжині 84...108 м і більше. Здебільшого температурні та усадкові шви об'єднуються в один спільний температурно-усадковий шов.

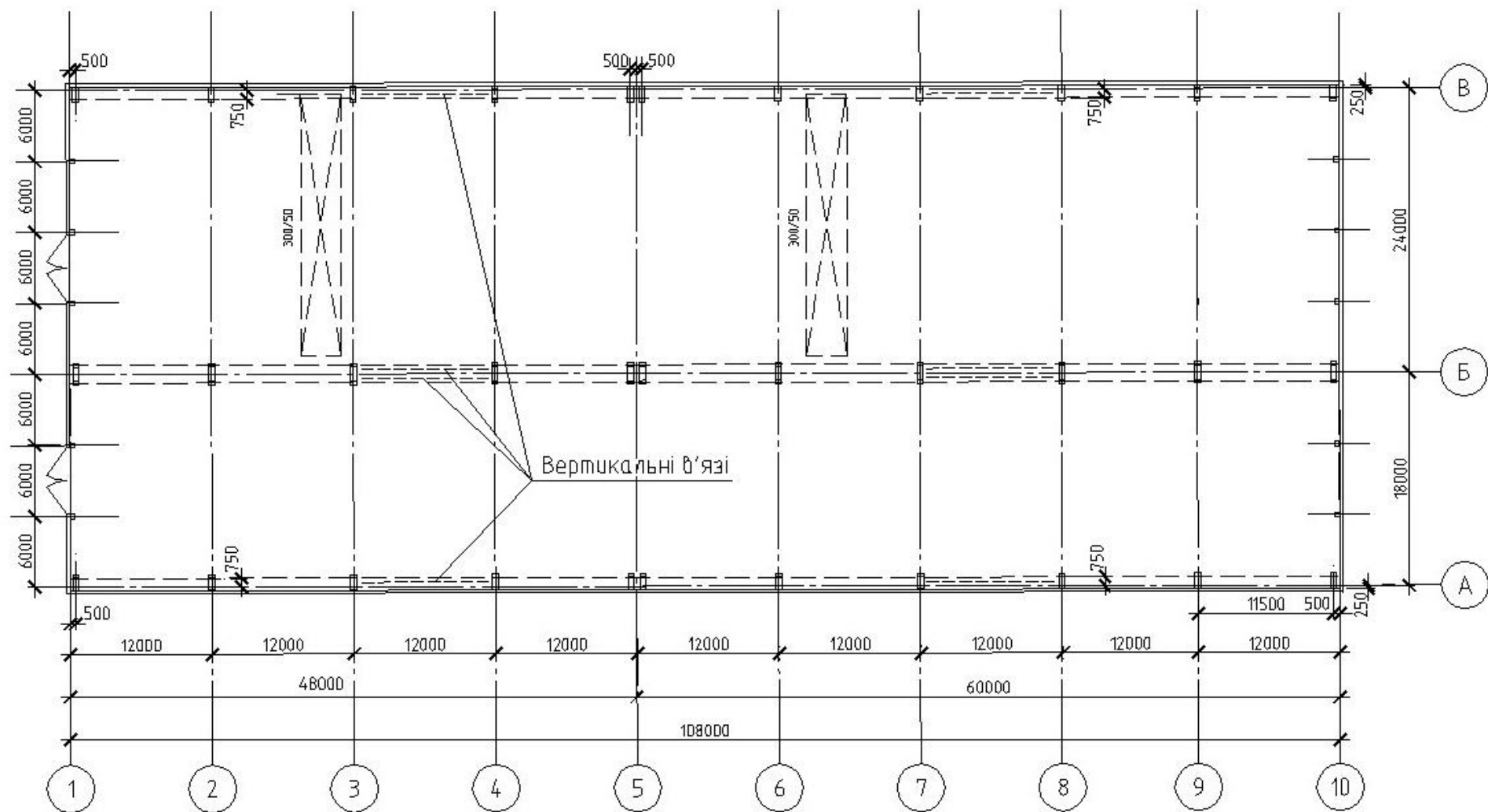


Рисунок 1.3 – План промислової будівлі

Найбільші відстані між температурно-усадковими швами в будівлі при розрахункових зимніх температурах зовнішнього повітря вище від мінус 40 °С, які призначаються умовно без розрахунку конструкцій (з ненапруженою арматурою та з попередньо напруженою, до яких висуваються вимоги 3 категорії по тріщиностійкості) на вплив температури та усадки бетону, не повинні перевищувати:

– для опалювальних одноповерхових промислових будівель каркасного типу зі збірного залізобетону – 72 м;

– для неопалювальних будівель того ж типу – 48 м.

В усіх інших випадках відстань між температурно-усадковими швами повинна визначатись розрахунком. Указані шви розташовуються так, щоб вони розділяли будівлю на два, три і більше рівні по довжині будівлі блоки. Якщо розбити на два рівні блоки неможливо, тоді один блок проектується меншим від іншого на один або два кроки колон.

На рисунку 1.3 наведено приклад складання плану промислової будівлі довжиною 108 м і кроком колон 12 м.

У зв'язку з тим, що крок колон 12 м, то розділити будівлю на два рівні блоки неможливо (54 м не діляться на 12 м). Тому один блок має бути довжиною 48 м (ділиться на 12), а другий 60 м (також ділиться на 12). Аналогічно поступають при довжині будівлі 114 м, 126 м і т. д.

У середині температурно-усадкового відсіку влаштовуються вертикальні в'язі хрестоподібної форми при кроці колон 6 м і порталні при кроці колон 12 м. На плані будівлі ці в'язі показують пунктирними лініями (рис. 1.3). На плані також потрібно показати осі підкранових балок та прив'язку (750 мм) цих осей до поздовжніх осей промбудівлі. Схематично показують на плані мостові крани з їхньою вантажопідйомністю по великому і малому гаках (300/50 кН).

Усі інші правила побудови плану промислової будівлі, встановлені в архітектурному проектуванні, враховуються під час розроблення плану у цій РГР.

1.4 Вибір схеми в'язів, що забезпечують просторову жорсткість будівлі

Для забезпечення жорсткості будівлі у цілому, а також жорсткості її окремих елементів (покриття, торцевих стін, кроквяних конструкцій та ін.) у конструктивній схемі, що проектується, передбачається система вертикальних та горизонтальних в'язів (рис. 1.4), які забезпечують надійну експлуатацію будівлі.

Вертикальні металеві в'язі по колонах, які встановлюються в середині температурного блока, забезпечують просторову жорсткість будівлі у поздовжньому напрямку. Встановлюються ці в'язі у межах одного кроку колон на висоту від підлоги до низу підкранових балок. По крайніх рядах колон використовують хрестоподібні або порталні в'язі, відповідно для

кроку колон 6 і 12 м. Для середніх рядів переважно використовують порталні в'язі.

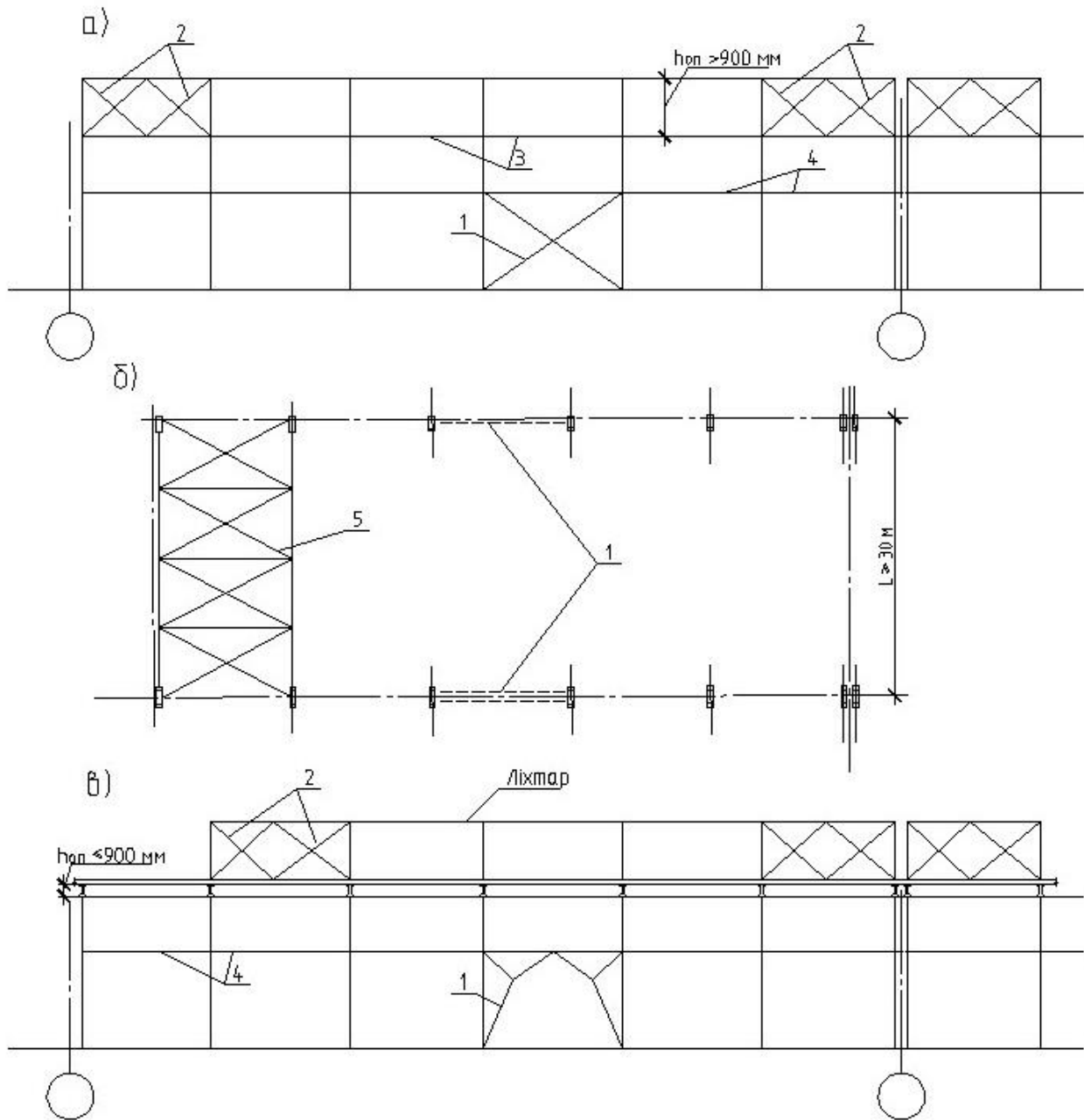


Рисунок 1.4 – Схеми влаштування в'язів:

- а), в) вертикальні в'язі по колонах; б) горизонтальні в'язі;
- 1 – хрестоподібні та порталні в'язі;
- 2 – в'язі на опорах кроквяних конструкцій та ліхтарів;
- 3 – поздовжні розпірки; 4 – підкранові балки;
- 5 – горизонтальні в'язі.

Жорсткість одноповерхової промислової будівлі у поперечному напрямку забезпечується защемленням колон у фундаментах, відповідними розмірами перерізу колон та жорсткістю усього диска покриття.

Розпірки (у площині поздовжніх рам) на верхніх кінцях колон та вертикальні металеві в'язі на кінцях кроквяних конструкцій (рис. 1.4, а) використовуються при висоті ригелів на опорах більше 900 мм. Ці в'язі і розпірки забезпечують передачу з горизонтального диску покриття зусиль (діючих у напрямку поздовжніх рам) на колони. Вертикальні в'язі між кроквяними конструкціями встановлюються зазвичай тільки на кінцях температурних відсіків.

При висоті кроквяних конструкцій на опорах менше 900 мм вертикальні в'язі та розпірки на рівні їхніх опорних частин не роблять. Останнє зауваження відноситься також до конструктивних схем із підкроквяними конструкціями.

Відносно горизонтальних в'язів існують такі рекомендації. Жорсткість диска покриття (для будівель із мостовими кранами режимів 3к...6к) забезпечується шляхом застосування великорозмірних залізобетонних плит та приварки їх до кроквяних конструкцій. Яких-небудь додаткових горизонтальних в'язів у цьому випадку не потрібно.

При значній висоті будівлі (16 м і більше від підлоги до низу кроквяних конструкцій) і прольотах 30 м і більше у торцевих стін будівлі можуть влаштовуватись горизонтальні в'язі по фермах, які слугують опорами для колон фахверку. Ці в'язі встановлюються або на рівні низу кроквяних конструкцій, або, що трапляється частіше, на рівні підкранових колій (рис. 1.4, б).

У прогонах будівель із світлоаераційними ліхтарями в середній частині кроквяних конструкцій встановлюються сталеві розпірки і, окрім того, у двох чарунках кожного температурного відсіку кроквяні ферми (на верхньому) поясу «розв'язуються» в межах ширини ліхтаря горизонтальними сталевими в'язями. Для забезпечення жорсткості ліхтарів у поздовжньому напрямку передбачаються вертикальні в'язі, як це показано на рисунку 1.4, в.

2 ПОСЛІДОВНІСТЬ РОЗРАХУНКУ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ

2.1 Визначення навантажень на раму

Статичний розрахунок поперечної рами виконується на чотири види навантажень:

- 1) постійно діюче навантаження від власної ваги конструкцій;
- 2) змінне навантаження від снігового покриву;
- 3) змінне навантаження від кранового впливу;
- 4) змінне навантаження від вітру.

Інші навантаження (температурні, ожеледиця, сейсмічні, просадка ґрунту) в РГР не враховуються.

2.1.1 Постійне навантаження

Визначення навантажень від власної ваги покриття можна виконувати керуючись прикладом, наведеним у таблиці 2.1, яка складена для теплового варіанта покриття. Якщо по вихідному завданню покриття виконується холодним, то в таблиці 2.1 шар утеплювача не враховується, всі інші елементи покриття мають бути присутніми в розрахунку.

Коефіцієнти надійності γ_f для кожного шару приймаються відповідно до ДБН В.1.2-2:2006.

Таблиця 2.1 – Визначення навантажень на 1 м² покриття від власної ваги

Найменування елементів покриття	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Два шари гравію на мастиці	0,50	1,3	0,65
Чотири шари руберойду 4 × 0,04	0,16	1,2	0,19
Цементна стяжка $\delta = 30$ мм, $\rho = 20$ кН/м ³	0,66	1,3	0,86
Утеплювач $\delta = 120$ мм, $\rho = 6$ кН/м ³	0,72	1,3	0,94
Пароізоляція (1 шар)	0,05	1,2	0,06
Збірні залізобетонні плити 1,5 м × 6 м з урахуванням замоноличення стиків	1,75	1,1	1,93
Усього	3,84		4,63

Таблиця 2.2 – Характеристичне навантаження на 1 м² від власної ваги плит покриття (з урахуванням заливки стикових швів)

Тип плити	Номинальні розміри в плані, м	Район по сніговому навантаженню	Характеристичне навантаження горизонтальної проєкції покриття, кН/м ²
Ребристі типу П	3 × 6	Усі райони	1,57
	1,5 × 6	Усі райони	1,75
	3 × 12	1-2	1,70
		3-6	2,05
	1,5 × 12	Усі райони	3,00
Ребристі плити великорозмірні з малим ухилом	3 × 18	Усі райони	2,25
	3 × 24	Усі райони	2,65

Характеристичні навантаження від ваги плит покриття, кроквяних та підкроквяних елементів, підкранових балок, а також вагу стінових панелей й склування можна приймати за даними, наведеними в таблицях 2.2; 2.3 і 2.4.

Таблиця 2.3 – Характеристичні навантаження від ваги кроквяних та підкроквяних конструкцій, а також підкранових балок і рейок

Тип конструкції	Прогін, м Висота у конику, h, м	Крок колон, м	Район по сніговому навантаженню	Вага елемента, кН	
1	2	3	4	5	
Кроквяні ферми	18 $h = 2,8$ м	6	1–3 4–6	45 60	
		12	1–3 4–6	78 94	
	24 $h = 3,3$ м	6	1–3 4–6	92 92–112	
		12	1–3 4–6	149 186	
	30 $h = 3,8$ м	6	1–3 4–6	162 180	
		12	1–3 4–6	184 220	
	Арки	24 $h = 3,6$ м	6	Усі райони	90
			12		170
30 $h = 4,5$ м		6	Усі райони	140	
		12		280	
36 $h = 5,2$ м		6	Усі райони	280	
		12		400	
Двоскатні балки $h = 1,54$ м	12	6–12	Усі райони	41	
	18	6–12	Усі райони	91	
	24	6–12	Усі райони	150–165	
Кроквяні поздовжні балки (під плити 18 і 24 м)	18/24	6	Усі райони	17/23	
	18/24	12	Усі райони	109/148	
Підкроквяні ферми	12	–	–	113	
Підкроквяні балки	12	–	–	120	
Залізобетонні підкранові балки	6	6	Вантажопідйом ність кранів 150-500 кН	42	
	12	12	– » –	115	

Продовження таблиці 2.3

1	2	3	4	5
Підкранові рейки КР-70	6; 12	6, 12	– » –	Вага 1 пог. м. 0,527
КР-80	6; 12	6, 12	– » –	0,635

Таблиця 2.4 – Характеристичне навантаження від ваги 1 м² стінових панелей та склування

Елемент	Характеристика будівлі	Довжина елемента, м	Характеристичне навантаження від ваги 1 м ² елемента, кН/м ²
Стінові панелі	Опалювальна	6	1,8–2,8
		12	2,2–3,2
	Неопалювальна	6	1,7
		12	2,15
Склування	–	–	0,4

Для визначення зосередженої сили на крайню колону від власної ваги покриття необхідно скласти вагу покриття з урахуванням площі завантаження з половиною ваги тримального ригеля будівлі

$$P = g_n \cdot A_n + \frac{G_r}{2} \cdot \gamma_f. \quad (2.1)$$

У цій формулі

g_n – вага 1 м² покриття (береться аналогічно прикладу табл. 2.1);

A_n – площа завантаження;

G_r – вага ригеля (балки, ферми, арки і т. п.)

γ_f – коефіцієнт надійності ($\gamma_f = 1,1; 1,2; 1,3$).

Характеристичне навантаження від власної ваги колон підраховується залежно від її геометричних розмірів. При цьому необхідно перемножити об'єм певної частини колони на середню щільність залізобетону $\rho = 25$ кН/м³. Визначається зазвичай вага надкранової верхньої частини колони:

$$P_в = b_в \cdot h_в \cdot H_в \cdot \rho$$

і вага підкранової нижньої частини колони; для суцільних колон

$$P_н = b_н \cdot h_н \cdot H_н \cdot \rho;$$

для наскрізних колон:

$$P_н = (h_н \cdot H_н - n_{пан} \cdot h_{пан} \cdot b_{пан}) \cdot b_н \cdot \rho;$$

де $b_в, h_в, H_в$ – розміри перерізу та висота верхньої частини колони;

$b_н, h_н, H_н$ – відповідно нижньої частини колони,

$n_{пан}$, $h_{пан}$, $b_{пан}$ – кількість, висота та ширина панелей в двовіткових колонах.

Вагу колони та її частин можна ще визначити, керуючись таблицями 1.1–1.4. Вага верхньої частини визначається за геометричними розмірами, а нижня як різниця між загальною вагою колони та вагою верхньої частини.

Інші вагові характеристики конструктивних елементів одноповерхової промислової будівлі можна прийняти за таблицями 2.3; 2.4, а також використовуючи довідкову та технічну літературу і типові серії.

2.1.2 Змінні навантаження

2.1.2.1 Снігове навантаження

Характеристичне снігове навантаження на 1 м^2 площі горизонтальної проєкції визначається за формулою

$$S_{ser} = S_0 \cdot \mu, \quad (2.2)$$

де S_0 – характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, що приймається відповідно до ДБН В.1.2-2:2006;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження по покрівлі будівлі.

Характеристичне значення S_0 залежить від району будівництва промислової будівлі. Усього умовно можна виділити шість районів для території України (гірська місцевість визначається за даними метеостанцій).

Значення коефіцієнта μ залежить від форми покриття, наявності ліхтарів, перепаду висот будівлі, швидкості вітру та інших факторів. Для покрівель з кутом нахилу $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1,0$. Це значення можна застосовувати і в РГР.

Коефіцієнт надійності по завантаженню γ_f для снігового покриву приймається рівним 1,04 за тривалості – 60 років.

Снігове навантаження у вигляді зосередженої сили, яка діє на колону, визначається як добуток площі завантаження на розрахункове значення снігового навантаження:

$$P_s = A_n \cdot S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f, \quad (2.3)$$

Прикладається сила P_s в тому ж місці, де і сила від власної ваги покриття з тим самим ексцентриситетом.

2.1.2.2 Кранове навантаження

Характеристичні вертикальні навантаження, які передаються колесами кранів на підкранові балки, приймаються відповідно до вимог нормативних

документів для кранів та за довідковою літературою. Усі параметри режимів роботи кранів 3к...6к можна визначити, керуючись таблицею 2.5. Якщо в довідковій літературі вказується тільки P_{max} – максимальний тиск колеса на підкранову рейку, то значення P_{min} – мінімальний тиск колеса можна визначити за формулою:

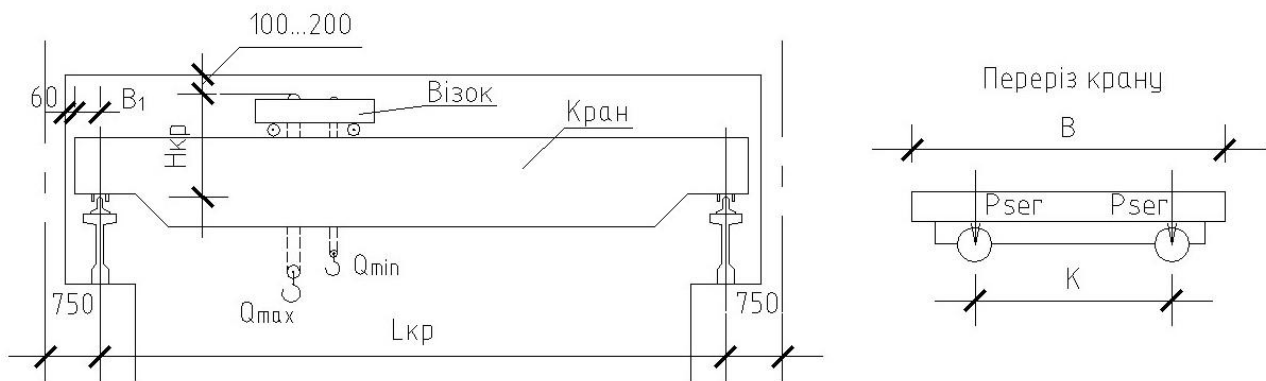
$$P_{min} = \frac{Q + G_M + G_e}{2} - P_{max}, \quad (2.4)$$

де Q – вантажопідйомність крану (якщо цей параметр задається дробом: 200/50, 500/100 і т. п., то потрібно розуміти ці числа так – у чисельнику вантажопідйомність головного гака, а в знаменнику вантажопідйомність додаткового гака); у формулу (2.4) вводиться тільки чисельник характеристики крану;

G_M – вага мосту;

G_e – вага візка (ці параметри приймаються за таблицею 2.5 або за довідковою літературою).

Таблиця 2.5 – Основні характеристики кранів



Вантажопідйомність Q , кН	Прогін крана $L_{кр}$, м	Основні габаритні розміри, мм				Тиск колеса на підкранову рейку, кН		Вага, кН		Тип підкранової рейки
		Ширина крана B	База крана K	Висота крана H	Виліт B_1	P_{ser}^{max}	P_{ser}^{min}	Візка	Крана з візком	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1. Крани з одним гаком										
100	10,5	5 300	4 400	1 900	260	115	23	40	175	КР-70
	16,5	6 300	4 400	1 900	260	125	30	40	210	
	22,5	6 300	4 400	1 900	260	145	40	40	270	
	28,5	6 300	5 000	1 900	260	170	54	40	348	
150	10,5	6 300	4 400	2 300	260	145	30	53	200	КР-70
	16,5	6 300	4 400	2 300	260	165	35	53	250	
	22,5	6 300	4 400	2 300	260	185	45	53	310	
	28,5	6 300	5 000	2 300	260	210	70	53	410	

Продовження таблиці 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2. Крани з двома гаками										
150/30	10,5	6 300	4 400	2 300	260	155	33	70	225	КР-70
	16,5	6 300	4 400	2 300	260	175	33	70	265	
	22,5	6 300	4 400	2 300	260	190	55	70	340	
	28,5	6 300	5 000	2 300	260	220	73	70	435	
200/50	10,5	6 300	4 400	2 400	260	175	43	85	235	ККР-70
	16,5	6 300	4 400	2 400	260	195	48	85	285	
	22,5	6 300	4 400	2 400	260	220	60	85	360	
	28,5	6 300	5 000	2 400	260	255	78	85	465	
	31,5	6 300	5 000	2 400	260	265	85	85	500	
300/50	10,5	6 300	5 000	2 750	300	255	70	120	350	ККР-70
	16,5	6 300	5 000	2 750	300	280	82	120	425	
	22,5	6 300	5 100	2 750	300	315	95	120	520	
	28,5	6 300	5 100	2 750	300	345	115	120	620	
	31,5	6 300	5 100	2 750	300	360	128	120	675	
500/100	10,5	6 650	5 250	3 150	300	365	120	180	470	ККР-80
	16,5	6 650	5 250	3 150	300	425	108	180	565	
	22,5	6 650	5 250	3 150	300	465	118	180	665	
	28,5	6 650	5 250	3 150	300	490	145	180	770	
	31,5	6 650	5 250	3 150	300	515	155	180	840	

Горизонтальне навантаження, викликане гальмуванням візка, і направлене поперек кранових колій, може визначатись за формулою:

$$T_k = \frac{Q + G_e}{40}, \quad (2.5)$$

де T_k – горизонтальне навантаження на одне колесо;

Q – вантажопідйомність крана;

G_e – вага візка.

Коефіцієнт надійності для кранового навантаження приймається рівним $\gamma_f = 1,1$.

Під час розрахунку поперечної рами враховується робота двох спарених кранів. При цьому навантаження від двох кранів зменшується за допомогою коефіцієнта сполучення $\gamma_s = 0,85$; якщо працюють чотири крани, то $\gamma_s = 0,7$.

Для визначення загального тиску двох кранів на одну колону поперечної рами, необхідно використати лінію впливу для опорних реакцій. На рисунку 2.1 наводиться приклад завантаження лінії впливу для крана вантажопідйомністю 300/50 кН при кроці колон 12 м. Лінія впливу завантажується кранами так, щоб зосереджені сили від дії коліс були розташовані на лінії впливу, а одна з середніх сил на максимальній ординаті лінії впливу, тобто на $y = 1$. Тоді загальний тиск на колону визначиться за формулою:

$$D = \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot P_k \cdot \sum y_i, \quad (2.6)$$

де γ_s – коефіцієнт сполучення; $\gamma_s = 0,85$;

γ_f – коефіцієнт надійності; $\gamma_f = 1,1$;

P_k – максимальний (P_{max}) або мінімальний (P_{min}) тиск колеса крана на рейку, або сила гальмування (T);

$\sum y_i$ – сумарне значення ординат під колесами відповідно до завантаження лінії впливу (рис. 2.1).

Значення y_2, y_3, y_4 визначаються з подібності трикутників: $y_1 = 1$;

$y_2: 1,0 = 10,8 : 12,0$; $y_3: 1 = 5,7 : 12,0$; $y_4: 1 = 6,9 : 12,0$;

$y_1 = 1,0$; $y_2 = 0,9$; $y_3 = 0,475$; $y_4 = 0,575$; $\sum y_i = 2,95$.

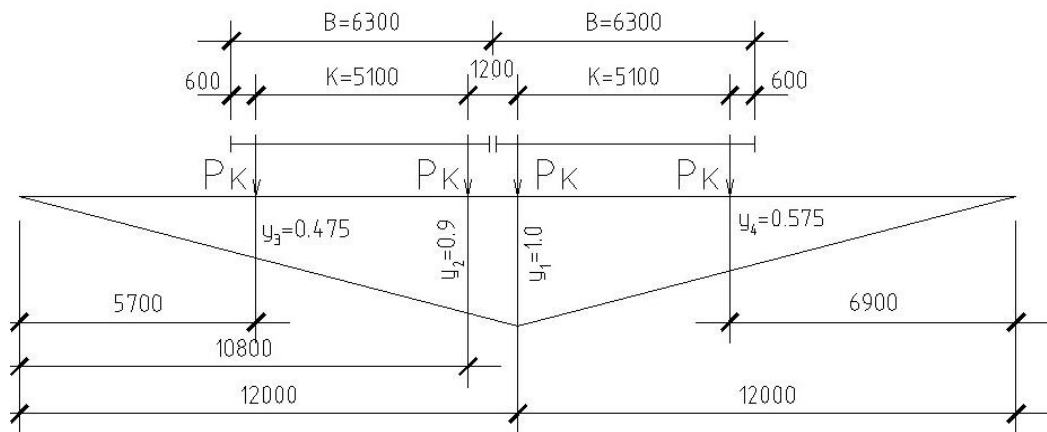


Рисунок 2.1 – Лінії впливу опорної реакції на підкранову балку довжиною 12 м

Для інших кранів та іншому кроці колон значення y_i та $\sum y_i$ буде іншим. При кроці колон 6 м можливий вихід одного з коліс крана за межі лінії впливу, тоді це колесо в навантаженні на колону не враховується і $\sum y_i$ зменшується.

Загальні значення навантажень можна визначити за формулами:

$$\left\{ \begin{array}{l} D_{max} = \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot P_{max} \cdot \sum y_i; \\ D_{min} = \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot P_{min} \cdot \sum y_i; \\ T = \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot T_k \cdot \sum y_i, \end{array} \right. \quad (2.7)$$

Ці навантаження прикладаються до розрахункової схеми поперечної рами одноповерхової промислової будівлі.

2.1.2.3 Вітрове навантаження

Вітрове навантаження відноситься до змінного навантаження, для якого встановлені нормами два розрахункових значення:

– граничне розрахункове значення;

– експлуатаційне розрахункове значення.

У роботі можна використовувати граничне розрахункове значення вітрового навантаження, користуючись формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C, \quad (2.8)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, що може прийматись в межах від 0,55 до 1,45 залежно від терміну повторності максимального значення вітрового тиску в роках (для терміну в 50 років $\gamma_{fm} = 1,00$, для 70 років – 1,07 та для 100 років – 1,14, ДБН В.1.2-2:2006). Для проміжних значень термінів повторності γ_{fm} приймається за інтерполяцією. Отже, для терміну в 60 років γ_{fm} можна прийняти 1,04;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, залежне від району будівництва, приймається за додатком Е ДБН В.1.2-2:2006.

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d, \quad (2.9)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт; визначається залежно від форми споруди та направленості вітру;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, найбільш суттєвий в визначенні загального вітрового тиску; залежить від типу місцевості;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти над рівнем моря;

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу місцевості;

C_{dir} – коефіцієнт напрямку вітру;

C_d – коефіцієнт динамічності (якщо період власних коливань споруди не перевищує 0,25 с $C_d = 1,0$).

У РГР для одноповерхової промислової будівлі значення коефіцієнта C_{aer} можна прийняти в зоні активного тиску величини +0,8, у зоні пасивного тиску, тобто за будівлею, величини – 0,6.

Під час визначення коефіцієнта C_h потрібно насамперед визначитись з типом місцевості. У нормах (змiна № 1 ДБН В.1.2-2:2006) указані чотири типи: I, II, III, IV. До III типу віднесені приміські та промислові зони або протяжні лісові масиви. Цю місцевість і рекомендовано до застосування в роботі. У цьому випадку значення C_h залежно від висоти над поверхнею землі приймаються такими величинами:

- 1) на висоті 5 м $C_h = 0,4$;
- 2) на висоті 10 м $C_h = 0,6$;
- 3) на висоті 20 м $C_h = 0,85$;
- 4) на висоті 40 м $C_h = 1,15$.

Для промислової будівлі потрібно визначити значення вітрового тиску на характерних висотах, тобто на висоті верху колони, а також на висоті верху покрівлі, для цих точок вітровий тиск визначається по інтерполяції між заданими нормами висот.

Таким чином, спочатку визначається тиск на висотах 5, 10, 20 або 40 м, а потім уточнюється на конкретних висотах, що відповідають конструктивному рішенню будівлі.

На рисунку 2.2 наведено приклад визначення вітрового тиску для одноповерхової промислової будівлі загальною висотою 16,7 м. Відмітка верху колони 12,80 м. Район будівництва м. Дніпро ($W_0 = 0,47 \text{ кН/м}^2$, тип місцевості III).

$$\begin{aligned} \text{На висоті } h = 5 \text{ м, } W_5 &= 0,47 \times 0,4 = 0,188 \text{ кН/м}^2; \\ h = 10 \text{ м, } W_{10} &= 0,47 \times 0,6 = 0,282 \text{ кН/м}^2; \\ h = 20 \text{ м, } W_{20} &= 0,47 \times 0,85 = 0,399 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Для верхньої точки колони, яка має висоту 12,80 м, вітровий тиск визначається за інтерполяцією між значеннями 0,282 та 0,399. Тоді вітровий тиск на висоті 12,80 буде мати таке значення:

$$W_{12,8} = W_{10} + \frac{W_{20} - W_{10}}{10} \times (12,8 - 10) = 0,282 + \frac{0,399 - 0,282}{10} \times 2,8 = 0,315 \text{ кН/м}^2,$$

на висоті $12,8 + 3,9 = 16,7 \text{ м}$ (верхня точка покрівлі).

$$W_{16,7} = W_{10} + \frac{W_{20} - W_{10}}{10} \times (16,7 - 10) = 0,282 + \frac{0,399 - 0,282}{10} \times 6,7 = 0,360 \text{ кН/м}^2.$$

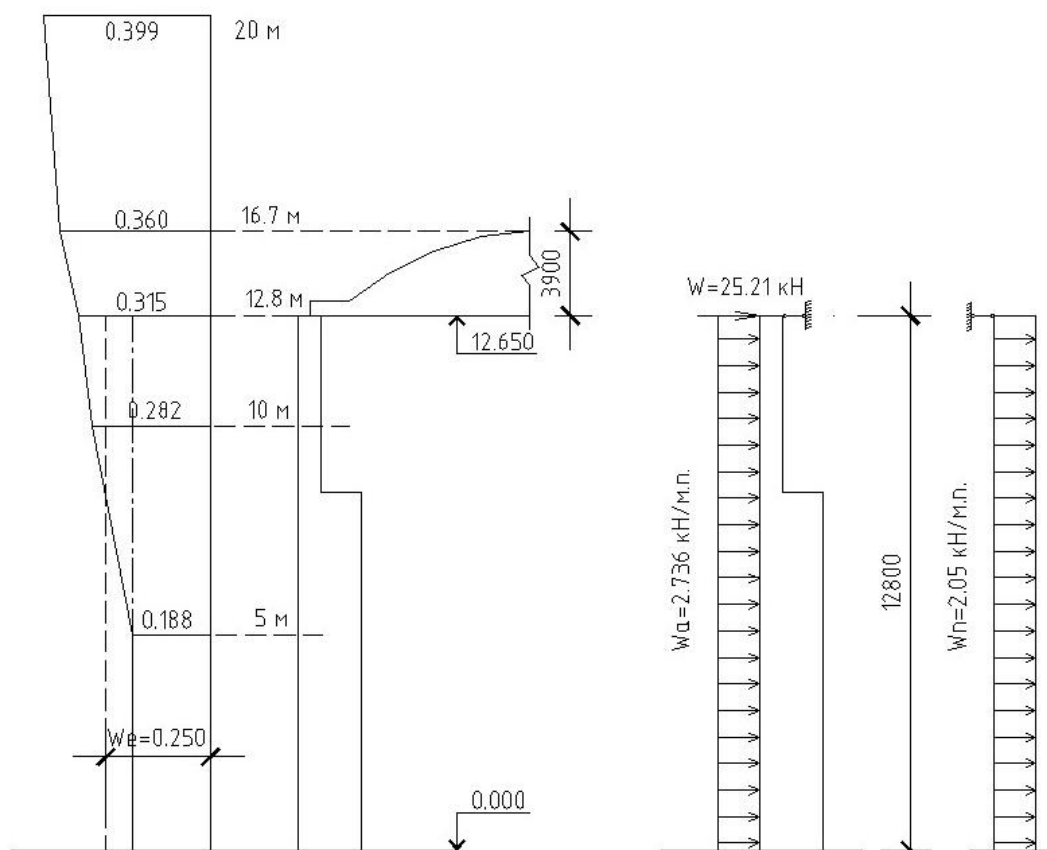


Рисунок 2.2 – Визначення вітрового тиску в кН/м^2 для характерних відміток по висоті колони

Щоб виконати статичний розрахунок рами, отримані нерівномірні результати вітрового тиску перетворюють так, щоб рама була завантажена до рівня верху колони рівномірно розподіленим навантаженням, а те вітрове навантаження, що знаходиться вище колони, прикладається до верху колони у вигляді зосередженої сили W .

Рівномірне навантаження отримують шляхом визначення еквівалентного впливу вітру у вигляді прямокутної епюри навантаження. Ця епюра отримується за допомогою визначення моменту у защемленні колони від ламаної епюри реального навантаження від вітру. Потім це значення моменту прирівнюється до теоретичного виразу моменту при рівномірно-розподільному завантаженні консолі колони.

Еквівалентне вітрове навантаження W_e може визначатись за формулою:

$$W_e = \frac{2 \cdot M_3}{H^2}, \quad (2.10)$$

де M_3 – момент у защемленні від фактичної епюри вітрового тиску;

H – повна висота колони від верхнього обрізу фундаменту до низу кроквяних конструкцій (у наведеному прикладі повна висота колони прийнята умовно 12,8 м замість 12,95 м).

Для рисунку 2.2 момент у защемленні можна підрахувати так (складна епюра тиску розділяється на прямокутну і трикутну):

$$M_3 = \frac{0,188 \times 12,8^2}{2} + \frac{1}{2} \times (0,315 - 0,188) \times 7,8 \times \left(\frac{2}{3} \times 7,8 + 5\right) = 15,40 + 5,050 = 20,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо величину W_e :

$$W_e = \frac{2 \times 20,45}{12,8^2} = 0,250 \text{ кН/м}^2.$$

Отримані значення вітрового тиску необхідно перетворити в рівномірне навантаження на 1 погонний метр з урахуванням кроку колон B , аеродинамічного коефіцієнта C_{aer} та коефіцієнта надійності γ_f . Для прикладу $B = 12$ м, $\gamma_f = 1,14$.

З навітряної сторони, тобто активний тиск вітру ($C_{aer} = 0,8$):

$$W_a = W_e \cdot B \cdot C_{aer} \cdot \gamma_f = 0,250 \times 12 \times 0,8 \times 1,14 = 2,736 \text{ кН/п. м}.$$

З підвітряної сторони, тобто пасивний тиск вітру ($C_{aer} = 0,6$):

$$W_n = 0,250 \times 12 \times 0,6 \times 1,14 = 2,05 \text{ кН/п. м}.$$

Зосереджена сила на рівні верху колони визначається по середньому вітровому тиску між 0,315 кН/м² і 0,360 кН/м². При цьому загальна сила W складається із сили активного вітрового тиску і сили пасивного вітрового тиску, що діють вище від верху колони при кроці колон 12 м та $\gamma_f = 1,14$.

$$W = \left(\frac{0,315 + 0,360}{2} \right) \times 12 \times 3,9 \times (0,8 + 0,6) \times 1,14 = 25,21 \text{ кН.}$$

Епюри вітрового навантаження у спрощеному вигляді на поперечну раму одноповерхової промислової будівлі наведені на рисунку 2.2.

2.2 Сумарне завантаження поперечної рами, її розрахункова схема та принципи розрахунку

Приклад двопрогінної одноповерхової промислової будівлі зі схемою усіх навантажень, що діють на поперечну раму, показаний на рисунку 2.3.

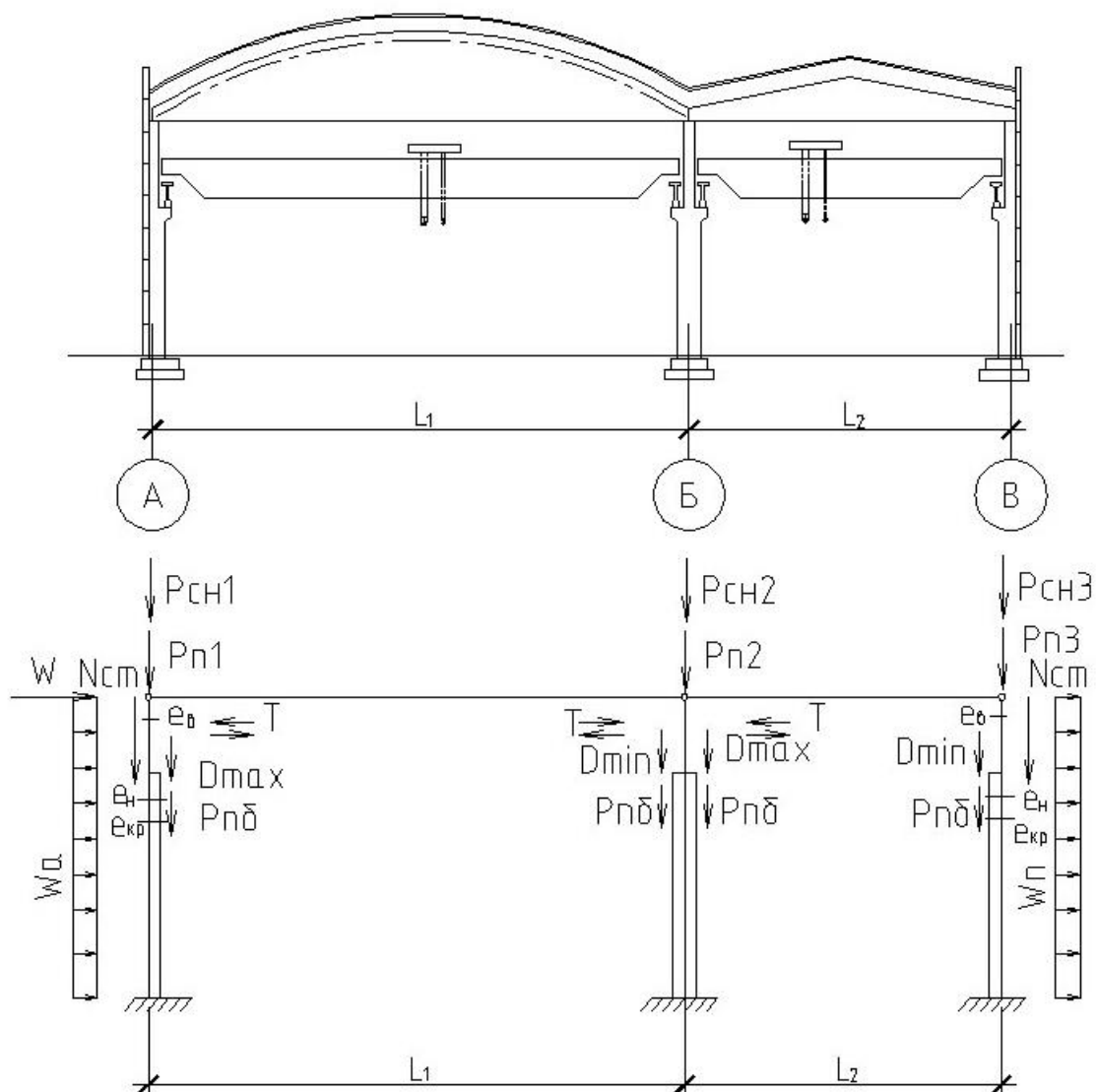


Рисунок 2.3 – Приклад двопрогінної одноповерхової промислової будівлі зі схемою всіх навантажень

На цьому рисунку прийняті такі позначення:

P_{n1}, P_{n2}, P_{n3} – вертикальне навантаження від ваги покриття на колони по осям А, Б, В відповідно;

$P_{сн1}, P_{сн2}, P_{сн3}$ – вертикальне навантаження від снігу на колони по осям А, Б, В відповідно;

$N_{ст}$ – навантаження від ваги навісних стінових панелей;

$P_{н.б.}$ – вага підкранової балки та підкранової рейки;

D_{max}, D_{min} – сумарний вертикальний тиск коліс кранів на колону (максимальний і мінімальний відповідно);

T – горизонтальне навантаження від кранів;

W_a, W_n – рівномірно розподілене навантаження від активного та пасивного вітрового тиску;

W – зосереджене вітрове навантаження, що діє вище колони;

e_g – верхній ексцентриситет;

e_n – нижній ексцентриситет;

$e_{кр.}$ – крановий ексцентриситет.

Порядок визначення цих зусиль поданий раніше, а також приводиться нижче у прикладі розрахунку поперечної рами.

Окремої уваги заслуговують ексцентриситети, з якими прикладаються ці зусилля.

При визначенні ексцентриситету e_g потрібно враховувати, що тиск кровляної конструкції на колону відбувається на відстані однієї третини довжини опори від внутрішньої її грані. У курсовому проєкті можна вважати, що тиск ферми або балки на колону відбувається на відстані 175...200 мм від поздовжніх розбивочних осей (рис. 2.4). Для цього випадку $e_g = 250 + 175 - 0,5 \cdot h_g$.

Якщо нульова прив'язка колони до осі, тоді $e_g = 175 - 0,5 \cdot h_g$.

При цьому значення e_g може бути з від'ємним знаком, що означає, що зосереджена сила від покриття P_n створює інший напрямок моменту, тобто від'ємне значення.

Нижній ексцентриситет e_n для сили покриття та власної ваги верхньої частини колони ($P_n + G_{в.к.}$) визначається за формулою

$$e_n = \frac{h_n}{2} - \frac{h_g}{2}. \quad (2.11)$$

Крановий ексцентриситет при нульовій прив'язці визначається:

$$e_{кр.} = 750 - h_n/2 \text{ (у мм);}$$

при зміщенні осі на 250 мм:

$$e_{кр.} = 1000 - h_n/2 \text{ (у мм).}$$

Зусилля від стінових панелей або цегляної кладки розташоване посередині товщини стіни (рис. 2.4).

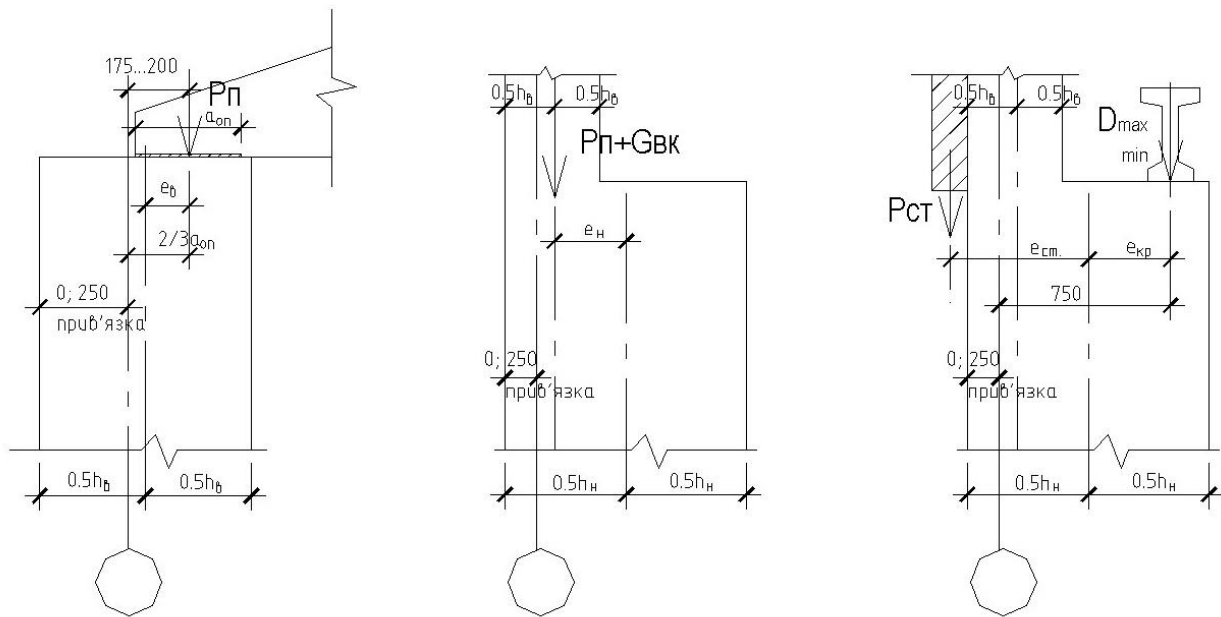


Рисунок 2.4 – Визначення ексцентриситетів для верхньої та нижньої частини колони

Якщо в завданні на проектування зустрічаються схеми з боковими прибудовами, то можна вважати, що кроквяні конструкції прибудов спираються на колони головного прогону на рівні верху підкранових балок. При цьому допускається розглядати прибудову як додаткове навантаження на головний каркас із прикладанням додаткових P_n , P_{cn} , W від прибудови.

Розрахункова схема поперечної рами одноповерхової промислової будівлі є одноповерхова багатопрольотна статично невизначена стержньова система з вертикальними стійками, защемленими знизу, та шарнірно зв'язаних із ними абсолютно жорсткими ригелями.

У такій системі розрахунок ригелів (у вигляді ферм, балок, арок або оболонки) можна виконувати незалежно від розрахунку рами.

Розрахунок рами необхідний для визначення поздовжніх зусиль N , згинальних моментів M та поперечних сил V у заданих перерізах колони.

На першому етапі розрахунку рами визначають горизонтальні пружні реакції (B_{np}) на рівні з'єднання стійок із ригелями. Маючи для кожної колони B_{np} і значення навантажень, діючих на них, знаходять M , N і V у заданих перерізах колони, розглядаючи її як консольний елемент (рис. 2.5).

Розрахунок рам, які зустрічаються у цій роботі, рекомендується виконувати методом переміщень (деформацій).

Формули для визначення реакцій у горизонтальному зв'язку основної системи наведена в додатку Б цих методичних рекомендацій. Загальна формула для визначення додаткових невідомих (переміщень) має такий вигляд:

$$C_{dim} \cdot \Delta_l \cdot r_{1l} + R_{lp} = 0, \quad (2.12)$$

де Δ_I – додаткове невідоме, $\Delta_I = -\frac{R_{ip}}{C_{dim} \cdot r_{11}}$;

r_{11} – сумарна реакція у введеному зв'язку одиничних зміщень усіх колон;
 $r_{11} = \sum B \cdot \Delta_i$;

R_{ip} – реакція у введеному зв'язку від зовнішнього навантаження;

C_{dim} – коефіцієнт просторової роботи каркасу, який вводиться тільки для кранового навантаження (для кроку колон 6 м можна прийняти $C_{dim} = 4,5$; для кроку колон 12 м $C_{dim} = 3,7$). Загальна ж формула визначення C_{dim} має такий вигляд

$$C_{dim} = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{x_0^2}{2 \sum_{i=1}^n x_i^2}}, \quad (2.13)$$

де x_0 – відстань від середини температурно-усадкового блока до другої від торця будівлі поперечної рами;

n – загальна кількість поперечних рам;

x_i – відстань кожної рами від середини блока до торцевої рами в одному напрямку.

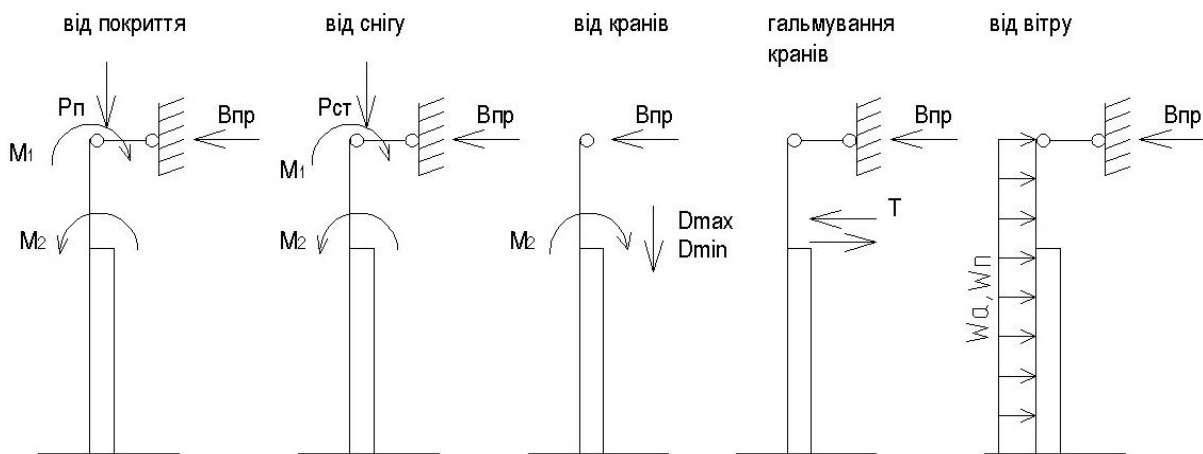


Рисунок 2.5 – Розрахункові схеми для крайньої колони від різних навантажень для визначення в ній M , N , V

Маючи величину Δ_I , можна визначити пружну реакцію кожного навантаження (рис. 2.5) окремо.

$$B_{np} = B + \Delta_I \cdot B_{\Delta}, \quad (2.14)$$

де B – реакція в зв'язку від зовнішнього навантаження відповідно до додатка II;

B_{Δ} – одинична реакція зміщення колони при $\Delta = 1$.

Помітимо, що можна не враховувати зміщення верху колони, тобто не визначати Δ_l , коли кількість прогонів у рамі три і більше для кранових навантажень.

Для вітрових навантажень зміщення Δ_l враховується у кожному разі.

2.3 Приклад розрахунку поперечної рами

2.3.1 Вихідні дані для проєктування

Одноповерхова промислова будівля має два прогони по 24 м, опалюється. Довжина будівлі 96 м, крок колон 6 м. Місто будівництва – Івано-Франківськ. Місцевість забудована, відповідає III типу за нормами.

Кожний прогін має по два мостових крани режимів роботи 5к – 6к вантажопідйомністю 200/50 кН (табл. 2.6), підкранова рейка типу КР-70 висотою 120 мм. Підкранові балки залізобетонні висотою 1 м вагою 42 кН. Будівля опалювальна. Плити покриття залізобетонні розміром 3 м × 6 м, висотою 300 мм. Кровляні конструкції – безрозкісні ферми прогоном 24 м і вагою 92 кН.

Відмітка головки підкранової рейки 11,2 м.

Таблиця 2.6 – Основні параметри крану (на основі табл. 2.5)

Вантажопідйомність Q , кН	Прольот крана L , м	Габарити крана, мм			Макс. тиск колеса P_{max} , кН	Мінім. тиск колеса P_{min} , кН	Вага, кН		Тип рейки	Висота рейки мм/ вага 1 п. м.
		ширина B	база K	висота $H_{кр}$			візка	крана з візком		
200/50	22,5	6 300	4 400	2 400	220	60	85	360	КР-70	120/ 0,527

Зовнішні стіни – панельні (товщина 300 мм). Навантаження від ваги стінових панелей разом з склуванням висотою 7,2 м передається безпосередньо на фундамент, навантаження від ваги стінових панелей вище 7,2 передається на колону. Термін експлуатації будівлі – 60 років.

Сніговий район для Івано-Франківська ($S_0 = 1,41$ кН/м²), вітровий район ($W_0 = 0,50$ кН/м², додаток Е ДБН В.1.2-2:2006).

2.3.2 Компонівка поперечної рами

У зв'язку з тим, що висота будівлі буде більше 12 м, тому що відмітка підкранової рейки становить 11,2 м, то колона має бути двовітковою (див. табл. 1.3).

Розміри колони (надкранової та підкранової частин) визначаються залежно від габаритів крана, висоти підкранової балки та підкранової рейки.

Висота надкранової частини колони визначається за (1.1):

$$H_B = 2\,400 + 1\,000 + (120 + 30) + 150 = 3\,700 \text{ мм.}$$

У дужках підсумовується висота підкранової рейки 120 мм та висота підкладок під рейки 30 мм, що складає 150 мм.

Висота підкранової частини колони визначається за (1.2):

$$H_H = 11\,200 - (120 + 30) - 1\,000 + 150 = 10\,200 \text{ мм.}$$

Загальна висота колони повинна ділитися на модуль 1,2 м або 0,6 м, в РГР можна прийняти висоту колони такою, що ділиться на 0,1 м.

$$H = H_B + H_H = 3,7 + 10,2 = 13,9 \text{ м (ділиться на 0,1 м).}$$

Для визначення поперечних перерізів колони при заданих параметрах промислової будівлі необхідно скористатись таблицею 1.3.

У прикладі доцільніше буде нульова прив'язка до осі «А», тому що спирання ферми на колону повинно бути максимальним при невеликій висоті перерізу колони 380 мм (рис. 2.6).

2.3.3 Визначення навантажень на поперечну раму

2.3.3.1 Постійні навантаження

До складу цих навантажень входять: вага покрівлі з урахуванням ваги ригеля, вага колони (окремо надкранова частина і окремо підкранова), вага підкранової балки з вагою підкранової рейки.

Таблиця 2.7 - Навантаження від покрівлі

Найменування елементів покриття	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
3 шаровий руберойдовий килим 3 × 0,04	0,12	1,2	0,144
Цементна стяжка $\delta = 25 \text{ мм, } \rho = 20 \text{ кН/м}^3$	0,5	1,3	0,650
Утеплювач $\delta = 100 \text{ мм,}$ $\rho = 9 \text{ кН/м}^2$	0,9	1,3	1,17
Шар пароізоляції	0,04	1,2	0,048
Залізобетонні плити покриття з заповненням швів, 3 × 6 м	1,57	1,1	1,727
			$\Sigma = 3,739 \approx 3,74$

Навантаження від покриття $g_n = 3,74 \text{ кН/м}^2$.

Площа завантаження для крайньої колони – $A = 6 \times 12 = 72 \text{ м}^2$.

Вага ригеля (табл. 2.3) – $G_r = 92 \text{ кН}$.

Користуючись формулою (2.1.), знаходимо загальну силу від покриття

$$P_n = 3,74 \times 72 + (92/2) \times 1,1 = 269,28 + 50,6 \approx 319,9 \text{ кН.}$$

Вага надкранової частини колони

$$P_e = 0,38 \times 0,5 \times 3,7 \times 25 \times 1,1 = 19,33 \text{ кН.}$$

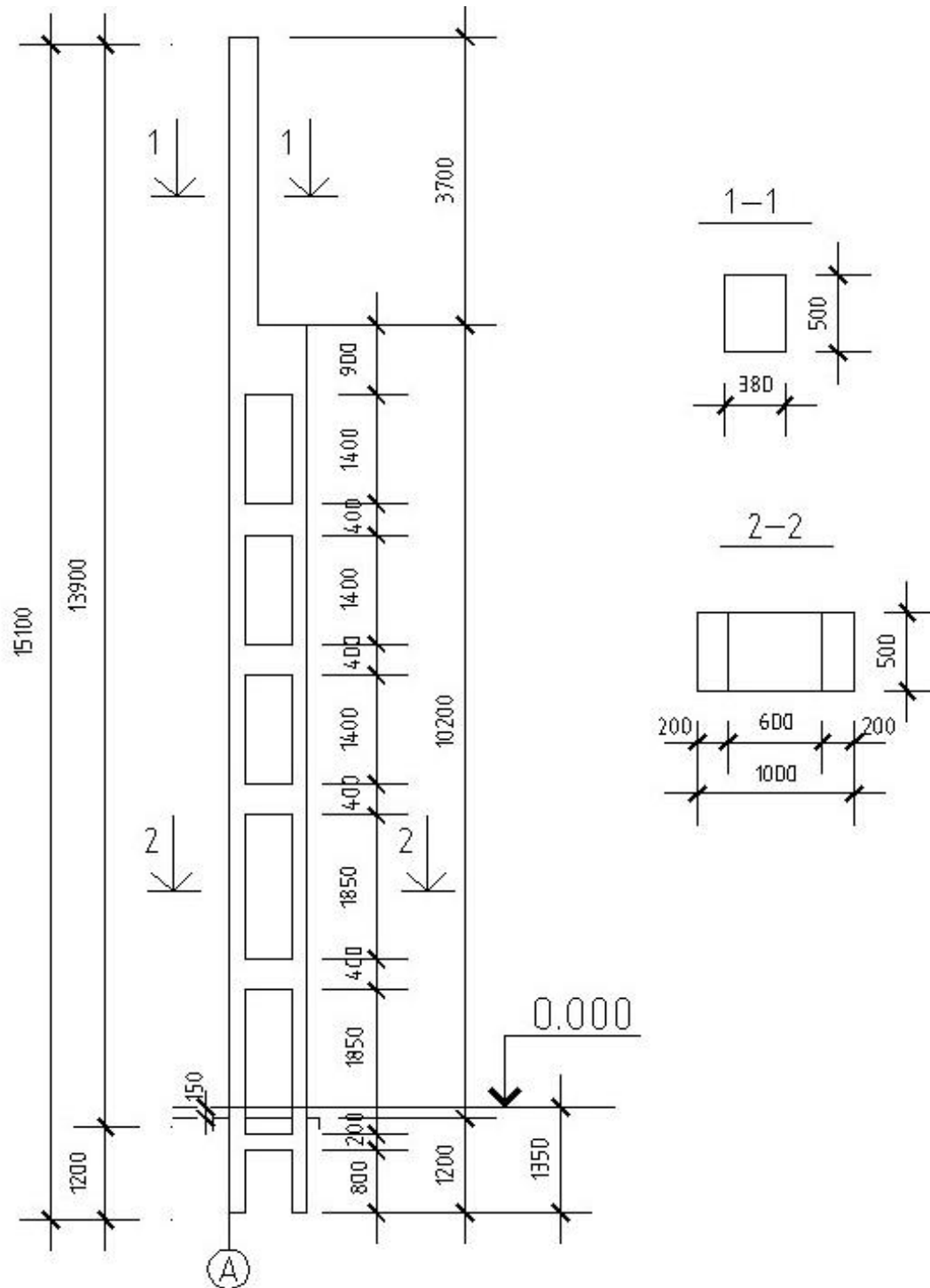


Рисунок 2.6 – Визначення загальних габаритів колони промислової будівлі

Вага надкранової частини колони

$$P_e = 0,38 \times 0,5 \times 3,7 \times 25 \times 1,1 = 19,33 \text{ кН.}$$

Вага підкранової частини колони

$$P_n = [10,2 \times 1,0 - 3 \times 1,4 \times 0,6 - 1,85 \times 0,6 - 1,65 \times 0,6] \times 0,5 \times 25 \times 1,1 = 76,72 \text{ кН.}$$

Вага підкранової частини колони може визначатись за спрощеним розрахунком. Від загальної ваги колони, вказаної в таблицях 1.1 або 1.3, потрібно відняти вагу надкранової частини колони.

Вага підкранової балки з рейкою (див. табл. 2.3):

$$P_{n.б} = 42 \times 1,1 + 6 \times 0,527 \times 1,1 = 49,69 \text{ кН.}$$

2.3.3.2 Змінні навантаження

До змінних навантажень, які враховуються в цій роботі, зокрема, належать такі:

1. Снігове навантаження.

Для 4 району, де розташований Івано-Франківськ, $S_0 = 1,41 \text{ кН/м}^2$; $P_s = 1,41 \times 72 \times 1,14 = 115,73 \text{ кН}$. Снігове навантаження для 4 району вважається діючим як короткочасним, так і довгостроковим. Тривала складова снігового навантаження P_{sl} з'являється для 2, 3, 4, 5 і 6 районів. Визначається тривала складова за формулою $S_p = (0,4S_0 - 0,16) \cdot C$; (C приймається = 1,0).

$$\text{Тоді } P_{sl} = (0,4 \times 1,41 - 0,16) \times 1 \times 72 \times 1,14 = 0,404 \times 72 \times 1,14 = 33,16 \text{ кН.}$$

2. Кранове навантаження.

Керуючись вказівками п. 2.1.2.2 для визначення кранового навантаження, необхідно спочатку побудувати лінію впливу опорної реакції на колону, а на ній розташувати два крани (рис. 2.7).

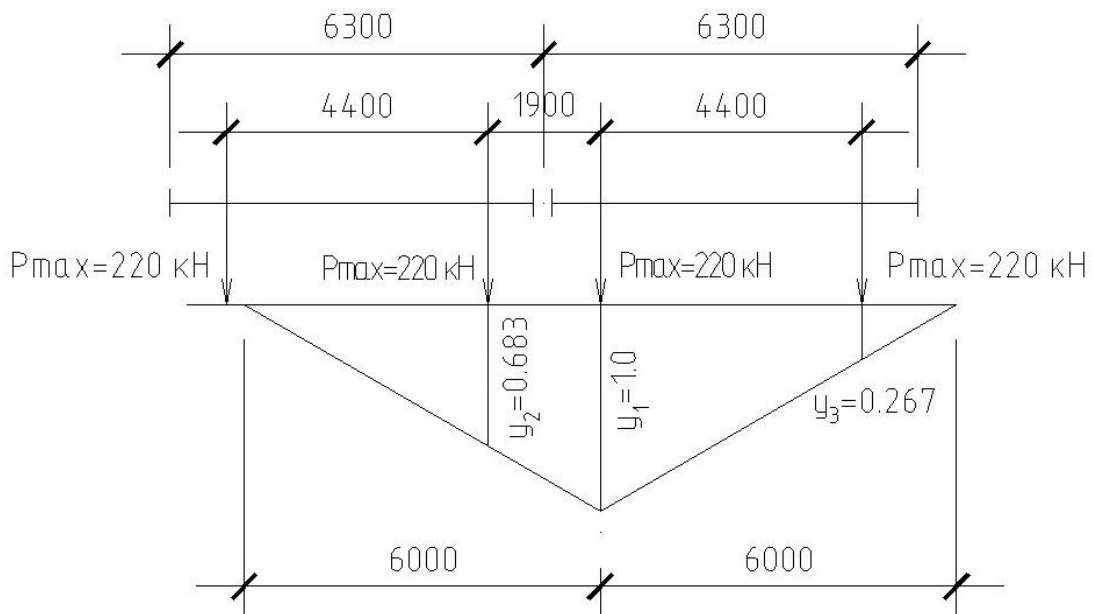


Рисунок 2.7 – Лінії впливу опорної реакції на підкранову балку довжиною 6 м

Одне колесо крана з чотирьох не потрапляє на лінію впливу, тому ордината під цим колесом приймається рівною нулю.

Визначимо ординати під колесами і загальний тиск крану:

$$y_2 = \frac{6,0 - 1,9}{6} = 0,683; \quad y_3 = \frac{6,0 - 4,4}{6} = 0,267; \quad P_{max} = 220 \text{ кН}; \quad P_{min} = 60 \text{ кН}.$$

$$\Sigma y = 1 + 0,683 + 0,267 = 1,95;$$

$$P_{min} = \frac{Q + G_M + G_e}{2} - P_{max} = \frac{200 + 275 + 85}{2} - 220 = 60 \text{ кН}.$$

$$D_{max} = P_{max} \cdot \Sigma y \cdot \gamma_f = 220 \times 1,95 \times 1,1 = 471,9 \approx 472 \text{ кН}.$$

$$D_{min} = P_{min} \cdot \Sigma y \cdot \gamma_f = 60 \times 1,95 \times 1,1 = 128,7 \text{ кН}.$$

$$\text{Сила гальмування одного крану } T_{ser} = \frac{Q + G_e}{40}; \quad T_{ser} = \frac{200 + 85}{40} = 7,13 \text{ кН}.$$

Від гальмування двох кранів розрахункова сила:

$$T = T_{ser} \cdot \Sigma y_i \cdot \gamma_f = 7,13 \times 1,95 \times 1,1 = 15,3 \text{ кН}.$$

3. Вітрове навантаження.

Відповідно до кліматичного району Івано-Франківська, $W_o = 0,50 \text{ кН/м}^2$. Висота колони 13,9 м, висота ферми прогоном 24 м – 3,3 м, висота плит покриття – 0,3 м, товщина шару покриття – 150 мм. Таким чином, загальна висота промислової будівлі складатиме

$$13,9 + 3,3 + 0,3 + 0,15 = 17,65 \text{ м}.$$

Враховуючи зміну вітрового тиску залежно від висоти будівлі, визначимо значення такого тиску на характерних висотах будівлі, тобто на висоті 5 м ($C_h = 0,4$); 10 м ($C_h = 0,60$) і 20 м ($C_h = 0,85$) для місцевості типу III.

$$W_5 = 0,4 \times 0,50 = 0,19 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_{10} = 0,60 \times 0,50 = 0,30 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_{20} = 0,85 \times 0,50 = 0,425 \text{ кН/м}^2.$$

По інтерполяції визначимо значення вітрового тиску на рівні верху колони (13,9 м) та на висоті покрівлі (17,65 м).

$$W_{13,9} = 0,3 + \frac{0,425 - 0,30}{10} \times 3,9 = 0,349 \text{ кН/м}^2,$$

$$W_{17,65} = 0,3 + \frac{0,425 - 0,30}{10} \times 7,65 = 0,396 \text{ кН/м}^2.$$

Побудуємо епюру навантажень від дії вітру на поперечну раму (рис. 2.8). Для зручності розрахунків ламану епюру вітрового навантаження

перетворюємо на прямолінійну і знаходимо еквівалентне вітрове навантаження W_e .

Щоб знайти еквівалентне вітрове навантаження від складної епюри вітрового тиску, знайдемо згинальний момент у защемленні колони. При цьому епюру вітрового тиску розділяємо на прямокутну частину та трикутну.

$$M_3 = \frac{0,20 \times 13,9^2}{2} + \frac{1}{2} \times 8,9 \times (0,349 - 0,20) \times \left(\frac{2}{3} \times 8,9 + 5 \right) = 19,32 + 0,663 \times 10,93 = 26,57 \text{ кНм.}$$

Еквівалентний вітровий тиск визначається за формулою (2.10)

$$W_e = \frac{26,57 \times 2}{13,9^2} = 0,275 \text{ кН/м}^2.$$

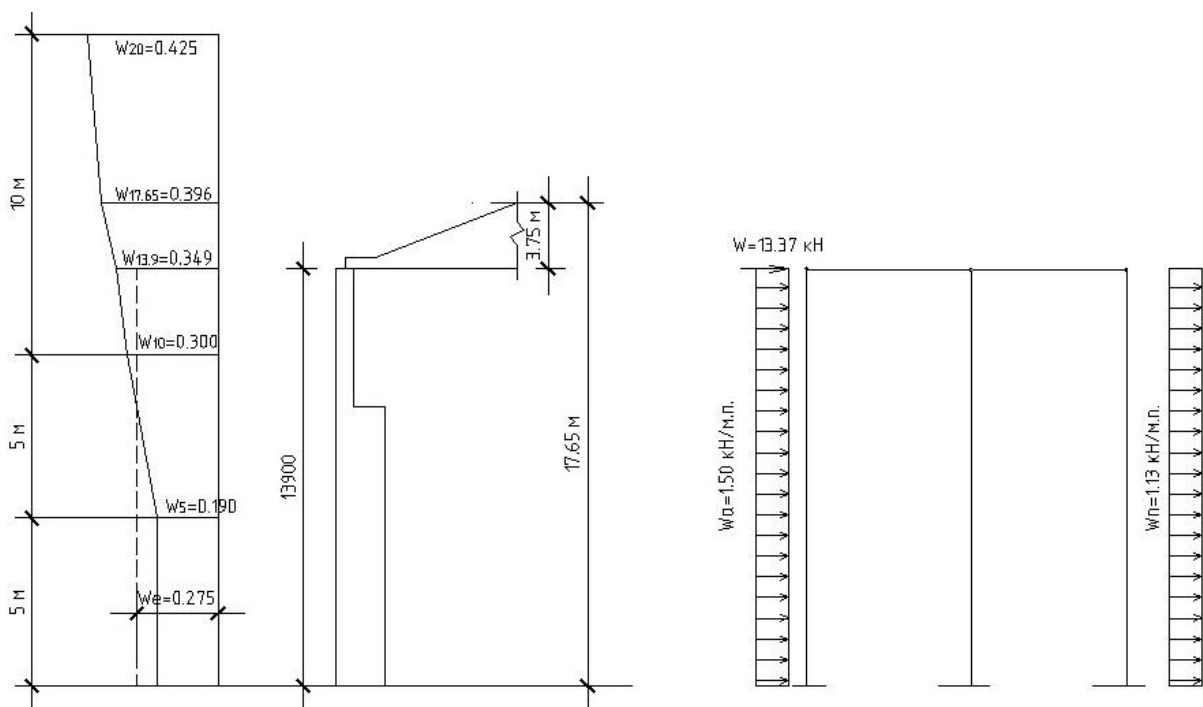


Рисунок 2.8 – Вітрове навантаження на раму

Аеродинамічні коефіцієнти приймаємо: з активної сторони $C_{aer} = 0,8$; з пасивної $C_{aer} = 0,6$. Перетворюємо вітрове навантаження з кН/м^2 в кН/пог. м . При цьому враховується крок колон 6 м та коефіцієнт надійності $\gamma_f = 1,14$.

$$W_a = 0,8 \times 0,275 \times 6 \times 1,14 = 1,50 \text{ кН/м};$$

$$W_n = 0,6 \times 0,275 \times 6 \times 1,14 = 1,13 \text{ кН/м.}$$

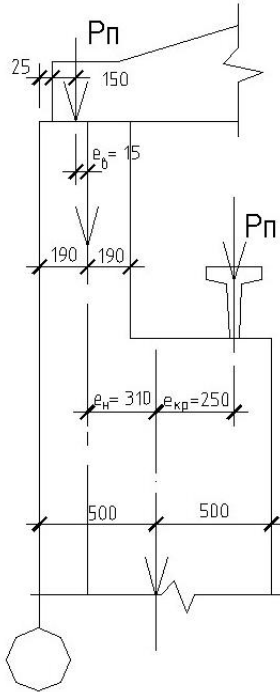
Зосереджена сила від вітру вище рівня колони визначається як середнє арифметичне між тиском $W_{17,65} = 0,396 \text{ кН/м}^2$ та $W_{13,9} = 0,349 \text{ кН/м}^2$

$$W = \frac{0,349 + 0,396}{2} \times 6 \times 3,75 \div (0,8 + 0,6) \times 1,14 = 13,37 \text{ кН.}$$

2.3.4 Визначення розрахункових ексцентриситетів

Прив'язка колони до осі «А» нульова.

Схема визначення ексцентриситетів наведена на рисунку 2.9.



Верхній ексцентриситет

$$e_g = 190 - 175 = 15 \text{ мм} = 0,015 \text{ м.}$$

Напрявлення цього ексцентриситету вліво від середини перерізу колони, тобто момент від сили P_n буде від'ємним.

Нижній ексцентриситет

$$e_n = \frac{h_n}{2} - \frac{h_g}{2} = 500 - 190 = 310 \text{ мм} = 0,31 \text{ м.}$$

Крановий ексцентриситет

$$e_{кр.} = 750 - 500 = 250 \text{ мм} = 0,25 \text{ м.}$$

Рисунок 2.9 – Визначення розрахункових ексцентриситетів

2.3.5 Визначення зусиль у колоні крайнього ряду

На першому етапі потрібно визначити геометричні характеристики колони та допоміжні коефіцієнти.

$$I_b = \frac{b_b \cdot h_b^3}{12} = \frac{0,5 \times 0,38^3}{12} = 0,0023 \text{ м}^4;$$

$$I_n = A_b \frac{c^2}{2} = 0,5 \times 0,2 \times \frac{0,8^2}{2} = 0,032 \text{ м}^4.$$

$$\alpha = \frac{H_g}{H} = \frac{3,7}{13,9} = 0,266; \quad I_{z.in.} = \frac{0,5 \times 0,2^3}{12} = 0,00033 \text{ м}^4,$$

$$k = \alpha^3 \cdot \left(\frac{I_n}{I_b} - 1 \right) = 0,266^3 \times \left(\frac{0,032}{0,0023} - 1 \right) = 0,243,$$

$$k_1 = \frac{(1-\alpha)^3 \cdot I_n}{8 \cdot n^2 \cdot I_{zin}} = \frac{(1-0,243)^3 \times 0,032}{8 \times 5^2 \times 0,00033} = 0,210,$$

n – кількість панелей (вікон) у колоні (у прикладі, $n = 5$).

2.3.5.1 Зусилля від постійного навантаження

Згинальний момент у верхній частині колони (правило знаків: якщо момент від навантаження розтягує ліві волокна колони, то такий момент вважається додатним, якщо праві – то від'ємним).

$$M_1 = -P_n \cdot e_e = -319,9 \times 0,015 = -4,79 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Згинальний момент на рівні підкранової консолі:

$$\begin{aligned} M_2 &= -P_n \cdot e_n - P_v \cdot e_n + P_{n.б.} \cdot e_{кр} = \\ &= -319,9 \times 0,31 - 19,33 \times 0,31 + 49,69 \times 0,25 = -92,735 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Відповідно до таблиці додатка Б знаходимо пружну реакцію у верхньому зв'язку від постійного навантаження. Зміщення $\Delta_l = 0$, тому що для симетричного навантаження $R_{ip} = 0$.

$$\begin{aligned} B_{np} &= \frac{3 \cdot M_1 (1 + \kappa/\alpha)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} + \frac{3 \cdot M_2 (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = \\ &= \frac{-3 \times 4,79 \times \left(1 + \frac{0,243}{0,266}\right) - 3 \times 92,735 \times (1 - 0,266^2)}{2 \times 13,9 \times (1 + 0,243 + 0,210)} = -\frac{27,50 + 258,52}{40,39} = -7,08 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Знак «мінус» показує, що пружна реакція направлена зліва направо. Будуємо епюри внутрішніх зусиль M , N і V у перерізах колони 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 (рис. 2.10).

$$M_{1-1} = -4,79 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{2-2} = -4,79 + 7,08 \times 3,7 = 21,406 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{3-3} = -4,79 + 7,08 \times 3,7 - 92,735 = -71,33 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = -4,79 - 92,735 + 7,08 \times 13,9 = 0,887 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{1-1} = P_n = 319,9 \text{ кН}; \quad N_{2-2} = P_n + P_v = 319,9 + 19,33 = 339,23 \text{ кН};$$

$$N_{3-3} = P_n + P_v + P_{n.б.} = 339,23 + 49,69 = 388,92 \text{ кН};$$

$$N_{4-4} = P_n + P_v + P_{n.б.} + P_n = 388,92 + 76,72 = 465,64 \text{ кН}.$$

Знак поздовжньої сили приймається умовно додатним.

Знак поперечної сили приймається зі знаком «+», якщо сила направлена зліва направо. У цьому випадку поперечна сила V на всій довжині колони однакова і дорівнює $V = 7,08 \text{ кН}$.

2.3.5.2 Зусилля від снігового навантаження

Зусилля від снігового навантаження отримаємо аналогічно постійному навантаженню $P_s = 115,73$ кН. Прикладається вона так само, як і сила від покриття P_n .

$$M_1 = P_s \cdot e_g = -115,73 \times 0,015 = -1,736 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = P_s \cdot e_n = -115,73 \times 0,31 = -35,88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

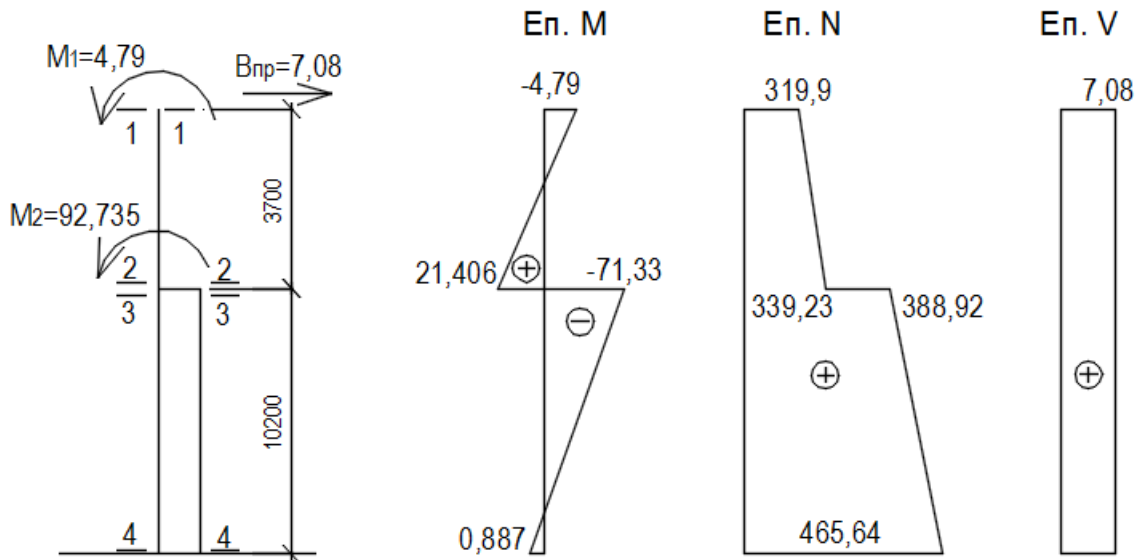


Рисунок 2.10 – Епюри M , N , V від постійного навантаження

Снігове завантаження відноситься до симетричного, тому $R_{ip} = 0$ і $\Delta_l = 0$. Знаходимо пружну реакцію

$$B_{np} = \frac{3 \cdot M_1 \cdot \left(1 + \frac{\kappa}{\alpha}\right) + 3 \cdot M_2 \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} =$$

$$= \frac{-3 \times 1,736 \times \left(1 + \frac{0,243}{0,266}\right) - 3 \times 35,88 \times (1 - 0,266^2)}{2 \times 13,9 \times (1 + 0,243 + 0,210)} = -2,72 \text{ кН}.$$

Будуємо епюри внутрішніх зусиль M , N , V (рис. 2.11).

$$M_{1-1} = -1,736 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = -1,736 + 2,72 \times 3,7 = 8,328 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{3-3} = -1,736 + 2,72 \times 3,7 - 35,88 = -27,55 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = -1,736 - 35,88 + 2,72 \times 13,9 = 0,45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = 115,73 \text{ кН}; V = 2,72 \text{ кН}.$$

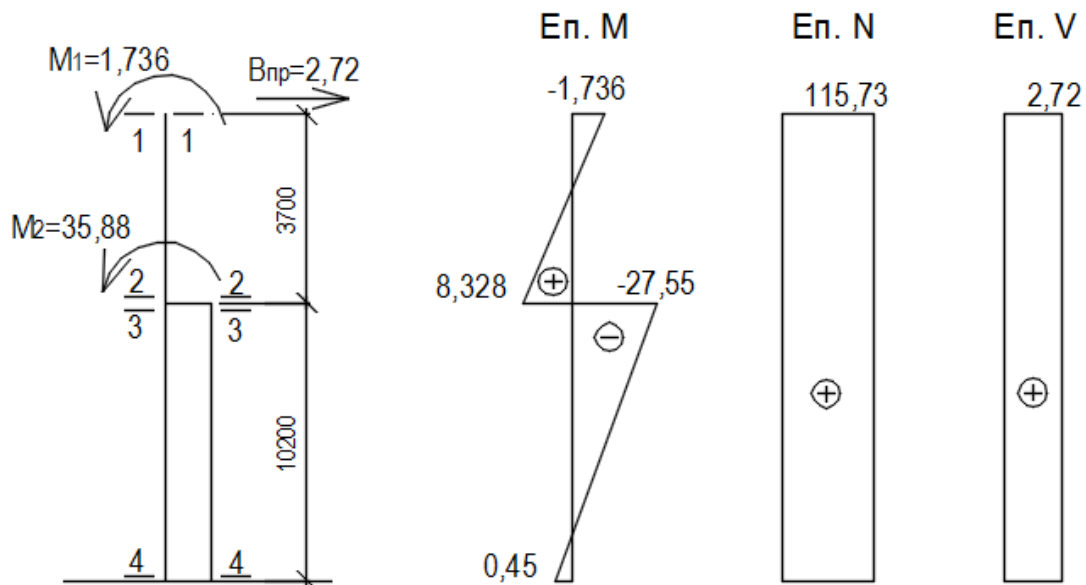


Рисунок 2.11 – Епюри M , N , V від снігового навантаження

2.3.5.3 Зусилля від кранового навантаження

Спочатку розглянемо навантаження на крайню колону по осі A силою D_{max} , а на середню по осі B силою D_{min} . Таке навантаження несиметричне.

Канонічне рівняння для визначення $B_{пр}$ має вигляд:

$$C_{dim} \cdot r_{11} \cdot \Delta_I + R_{ip} = 0.$$

Оскільки поперечна рама має три колони, то $r_{11} = 3 \cdot B_{\Delta}$:

$$B_{\Delta} = \frac{3 \cdot E \cdot I_n}{H^3 \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = \frac{3 \times E \times I_n}{13,9^3 \times (1 + 0,243 + 0,210)} = \frac{3 \times E \times I_n}{2685,6 \times 1,453};$$

$$r_{11} = 3 \cdot B_{\Delta} = \frac{9 \times E \times I_n}{2685,6 \times 1,453}.$$

Орієнтоване значення $C_{dim} = 4,5$ (для кроку колон 6 м) і $C_{dim} = 3,7$ (для кроку колон 12 м)

$$R_{ip} = \sum B_i,$$

де B_i – реакції в горизонтальному зв'язку від сил $D_{max} = 472$ кН і $D_{min} = 128,7$ кН.

$$M_A = D_{max} \cdot e_{kr} = 472 \times 0,25 = 118,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$M_B = D_{min} \cdot e_{kr} = -128,7 \times 0,75 = -96,52$ кН · м (для середньої колони $e_{kr} = 0,75$ м).

$$B_A = \frac{3 \cdot M_A \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = \frac{3 \times 118 \times (1 - 0,266^2)}{2 \times 13,9 \times (1 + 0,243 + 0,210)} = 8,14 \text{ кН}.$$

$$B_B = \frac{3 \cdot M_B \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + \kappa + \kappa_1)} = -\frac{3 \times 96,52 \times (1 - 0,266^2)}{2 \times 13,9 \times (1 + 0,243 + 0,210)} = -6,78 \text{ кН}.$$

$$R_{ip} = B_A + B_B = 8,14 - 6,78 = 1,36 \text{ кН}.$$

Канонічне рівняння має вигляд

$$4,5 \times \frac{9 \times E \times I_H}{2685,6 \times 1,453} \Delta_1 + 1,36 = 0; \Delta_1 = -\frac{1,36 \times 2685,6 \times 1,453}{4,5 \times 9 \times E \times I_H}.$$

Сумарна пружна реакція в верхньому зв'язку для крайньої колони по осі *A*

$$B_{np} = B_A + \Delta_1 \cdot B_\Delta = 8,14 - \frac{1,36 \times 2685,6 \times 1,453}{4,5 \times 9 \times E \times I_H} \times \frac{3 \times E \times I_H}{2685,6 \times 1,453} = 8,14 - \frac{1,36}{13,5} = 8,04 \text{ кН}.$$

Маючи пружну реакцію B_{np} , можна будувати епюри внутрішніх зусиль M , N , V (рис. 2.12).

$$M_{1-1} = 0; M_{2-2} = -8,04 \times 3,7 = -29,75 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{3-3} = -29,75 + 118,0 = 88,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = 118,0 - 8,04 \times 13,9 = 6,24 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$N_3 = N_4 = 472 \text{ кН}; V = -8,04 \text{ кН}.$$

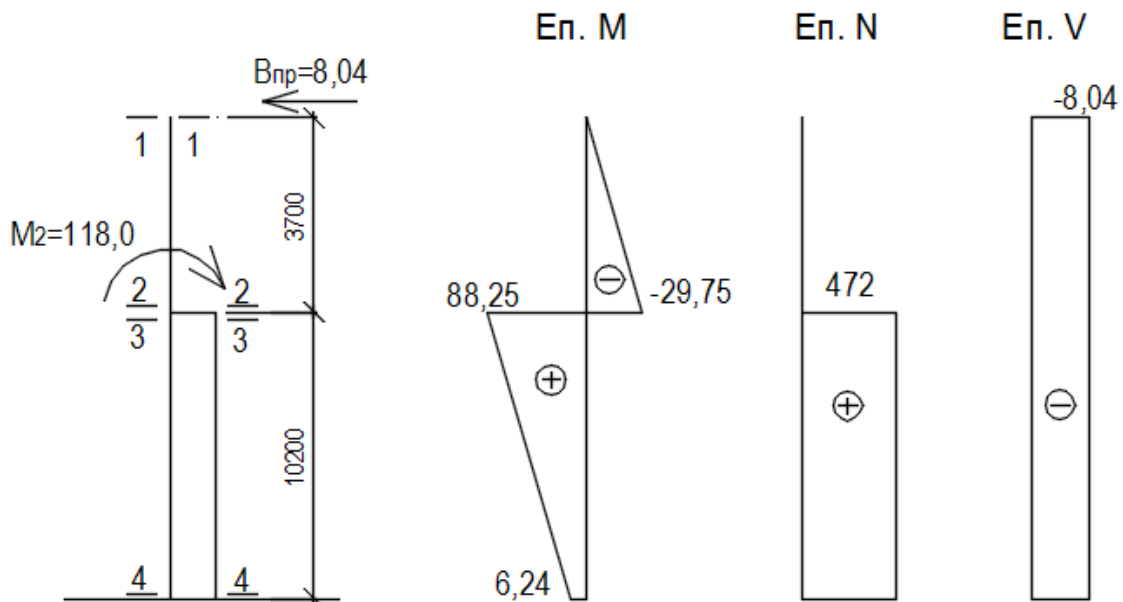


Рисунок 2.12 – Епюри M , N , V від кранового навантаження ($B_{np} = 8,04$ кН)

Тепер завантажимо крайню колону по осі *A* силою D_{min} , а середню колону по осі *B* силою D_{max} .

Момент в колоні по осі *A*:

$$M_A = \mathcal{D}_{min} \cdot e_{kr} = 128,7 \times 0,25 = 32,18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

по вісі B

$$M_B = -\mathcal{D}_{max} \cdot e_{kr} = -472 \times 0,75 = -354,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$B_A = \frac{3 \times 32,18 \times (1 - 0,266^2)}{2 \times 13,9 \times (1 + 0,243 + 0,210)} = 2,22 \text{ кН};$$

$$B_B = \frac{-3 \times 354,0 \times (1 - 0,266^2)}{2 \times 13,9 \times (1 + 0,243 + 0,210)} = -24,43 \text{ кН};$$

$$R_{ip} = 2,22 - 24,43 = -22,23 \text{ кН};$$

$$\Delta_1 = -\frac{R_{ip}}{C_{dim} \cdot r_{11}} = -\frac{-22,23 \times 2685,6 \times 1,453}{4,5 \times 9 \times E \times I_H} = \frac{22,23 \times 2685,6 \times 1,453}{4,5 \times 9 \times E \times I_H}.$$

Сумарна пружна реакція у верхньому зв'язку по осі A :

$$B_{np} = B_A + \Delta_1 B_\Delta = 2,22 + 22,23 \times \frac{2685,6 \times 1,453}{4,5 \times 9 \times E \times I_H} \times \frac{3 \times E \times I_H}{2685,6 \times 1,453} = 3,86 \text{ кН}.$$

Будуємо епюри внутрішніх зусиль M , N , V (рис. 2.13).

$$M_{1-1} = 0; M_{2-2} = -3,86 \times 3,7 = -14,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{3-3} = -14,28 + 32,18 = 17,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = 32,18 - 3,86 \times 13,9 = -21,47 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_3 = N_4 = 128,7 \text{ кН}; V = -3,86 \text{ кН}.$$

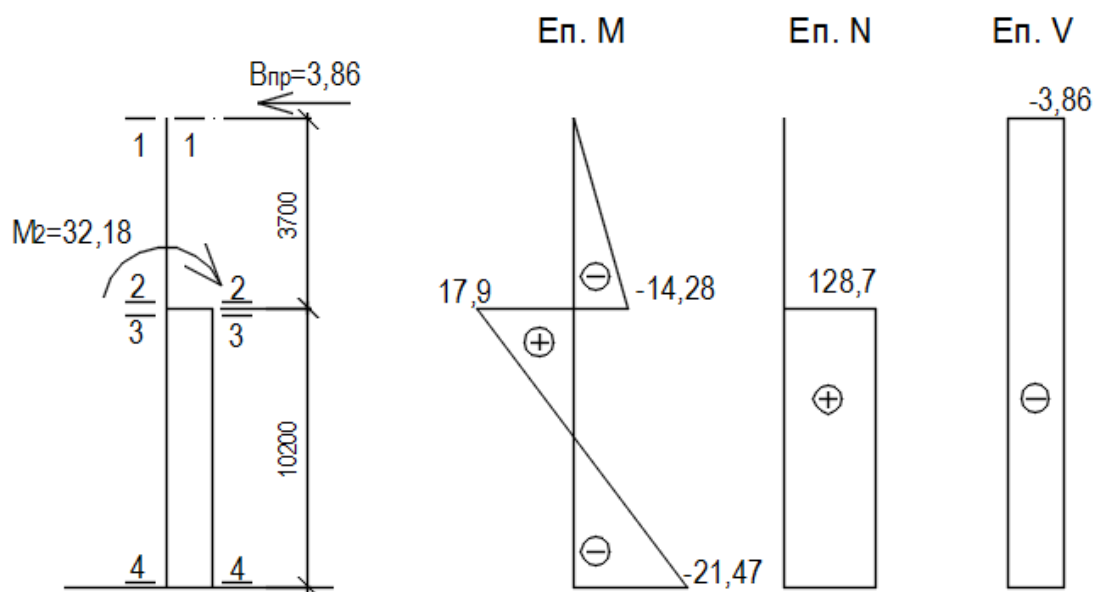


Рисунок 2.13 – Епюри M , N , V від кранового навантаження ($B_{np} = 3,86 \text{ кН}$)

Розглянемо завантаження гальмівною силою T .

Реакція в зв'язку від сили $T = 15,3$ кН визначається за формулою додатка Б.

$$B_A = \frac{T \cdot (1 - \alpha + \kappa_1)}{1 + \kappa + \kappa_1} = \frac{15,3 \times (1 - 0,266 + 0,210)}{1 + 0,243 + 0,210} = 9,94 \text{ кН.}$$

$$R_{ip} = 9,94 \text{ кН.}$$

Канонічне рівняння $C_{dim} \cdot r_{11} \cdot \Delta_1 + R_{ip} = 0$;

$$\Delta_1 = -\frac{9,94 \times 2685,6 \times 1,453}{4,5 \times 9 \times E \times I_H};$$

$$B_{np} = 9,94 - \frac{9,94 \times 2685,6 \times 1,453}{4,5 \times 9 \times E \times I_H} \times \frac{3 \times E \times I_H}{2685,6 \times 1,453} = 9,94 - \frac{9,94}{13,5} = 9,20 \text{ кН.}$$

Будуємо епюри внутрішніх зусиль M , N , V (рис. 2.14).

$$M_{1-1} = 0; M_{m.c.} = -9,20 \times (3,7 - 1) = -24,84 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = M_{3-3} = -9,20 \times 3,7 + 15,3 \times 1 = -18,74 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = -9,20 \times 13,9 + 15,3 \times 11,2 = 43,48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{1-1} = V_{m.c.} = -9,20 \text{ кН};$$

$$V_{2-2} = V_{3-3} = V_{4-4} = 15,3 - 9,20 = 6,1 \text{ кН}; N = 0.$$

Значення M , V приймаються зі знаком « \pm », тому що кран може гальмувати в двох напрямках.

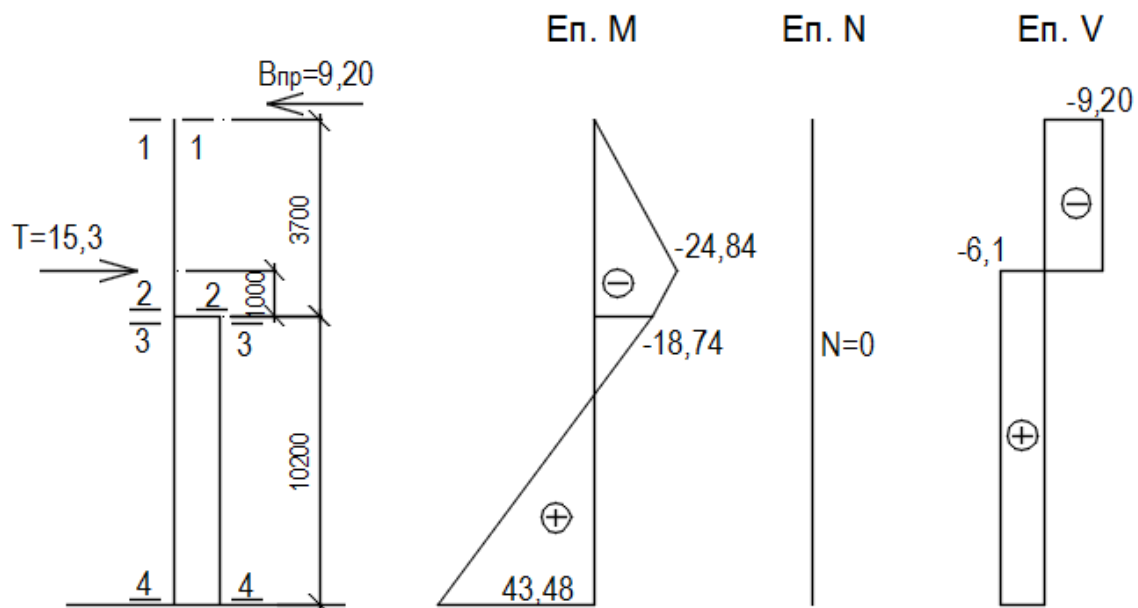


Рисунок 2.14 – Епюри M , N , V від навантаження гальмівною силою

2.3.5.4 Зусилля від вітрового навантаження

Спочатку розглядаємо навантаження від дії вітру в напрямку зліва направо. Значення навантажень (рис. 2.15)

$$W_a=1,50 \text{ кН/м}, W_n=1,13 \text{ кН/м}, W = 13,37 \text{ кН}.$$

Реактивне зусилля в верхньому зв'язку від дії активного вітру W_a на колону по осі A (таблиця додатка Б):

$$B_A = \frac{3 \cdot W_a \cdot H \cdot [1 + \alpha \cdot k + 1,33 \cdot (1 + \alpha)k_1]}{8 \cdot (1 + k + k_1)} =$$

$$= \frac{3 \times 1,50 \times 13,9 \times [1 + 0,266 \times 0,243 + 1,33 \times (1 + 0,266) \times 0,210]}{8 \times (1 + 0,243 + 0,210)} = 7,63 \text{ кН}.$$

Реактивне зусилля від дії пасивного вітру по осі B :

$$B_B = \frac{B_A \cdot W_n}{W_a} = \frac{7,63 \times 1,13}{1,50} = 5,75 \text{ кН};$$

$$R_{ip} = B_A + B_B + W = 7,63 + 5,75 + 13,37 = 26,75 \text{ кН}.$$

$$\Delta_1 = -\frac{26,75 \times 2685,6 \times 1,453}{9 \times E \times I_n};$$

Коефіцієнт C_{dim} для вітрового навантаження не враховується.

$$B_{npA} = B_A + \Delta_1 \cdot B_A;$$

$$B_{npA} = 7,63 - \frac{26,75 \times 2685,6 \times 1,453}{9 \times E \times I_n} \times \frac{3 \times E \times I_n}{2685,6 \times 1,453} = -1,28 \text{ кН};$$

$$B_{npB} = 5,75 - \frac{26,75}{3} = -3,16 \text{ кН}.$$

Знак «мінус» вказує на те, що пружна реакція діє в тому ж напрямку, що і напрямком вітру.

Будуємо епюри M , N і V від завантаження вітром зліва направо для осі A (рис. 2.15).

$$M_{1-1} = 0; M_{2-2} = M_{3-3} = \frac{1,50 \times 3,7^2}{2} + 1,28 \times 3,7 = 15,00 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = \frac{1,50 \times 13,9^2}{2} + 1,28 \times 13,9 = 162,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

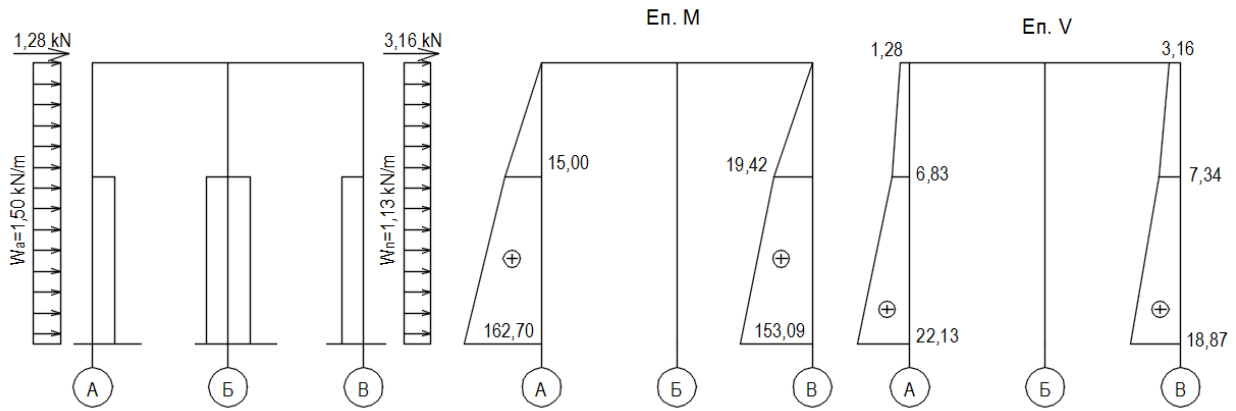


Рисунок 2.15 – Епюри M , N , V від дії вітру зліва направо

При завантаженні колони по осі B реакцією $B_{npB} = 3,16$ кН та рівномірно-розподіленим навантаженням $W_n = 1,13$ кН/м

$$M_{1-1} = 0; M_{2-2} = M_{3-3} = \frac{1,13 \times 3,7^2}{2} + 3,16 \times 3,7 = 19,42 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{4-4} = \frac{1,13 \times 13,9^2}{2} + 3,16 \times 13,9 = 153,09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вісь A : $V_{1-1} = 1,28$ кН; $V_{2-2} = V_{3-3} = 1,50 \times 3,7 + 1,28 = 6,83$ кН;

$V_{4-4} = 1,50 \times 13,9 + 1,28 = 22,13$ кН; $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$.

Вісь B : $V_{1-1} = 3,16$ кН; $V_{2-2} = V_{3-3} = 1,13 \times 3,7 + 3,16 = 7,34$ кН;

$V_{4-4} = 1,13 \times 13,9 + 3,16 = 18,87$ кН; $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$.

Тепер розглянемо завантаження вітром справа наліво (рис. 2.16).
Значення зусиль будуть такі.

Знаки моментів та поперечних сил змінюються на протилежні.

По осі A : $M_{1-1} = 0$; $M_{2-2} = M_{3-3} = -19,42$ кН · м; $M_{4-4} = -153,09$ кН · м;

$V_{1-1} = -3,16$ кН; $V_{2-2} = V_{3-3} = -7,34$ кН; $V_{4-4} = -18,87$ кН;

$N_{1-1} = N_{2-2} = N_{3-3} = N_{4-4} = 0$.

По осі B : $M_{1-1} = 0$; $M_{2-2} = M_{3-3} = -15,0$ кН · м; $M_{4-4} = -162,56$ кН · м;

$V_{1-1} = -1,28$ кН; $V_{2-2} = V_{3-3} = -6,83$ кН; $V_{4-4} = -22,13$ кН;

$N_{1-1} = N_{2-2} = N_{3-3} = N_{4-4} = 0$.

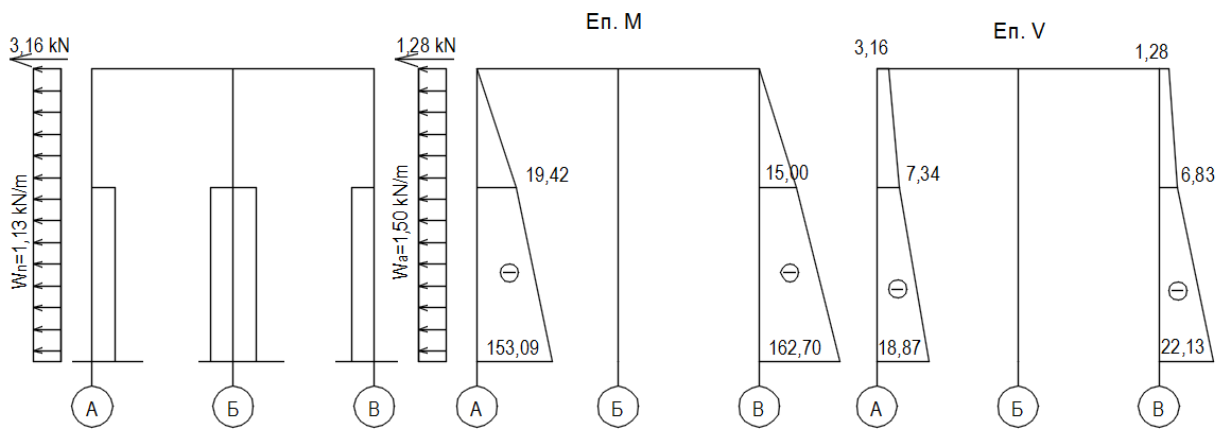


Рисунок 2.16 – Епюри M , N , V від дії вітру справа наліво

Значення зусиль по стояку осі B не наводиться, тому що вони в подальших розрахунках не використовуються.

2.3.6 Складання таблиці комбінацій зусиль

На основі виконаного статичного розрахунку і побудованих епюр зусиль M , N і V складається таблиця різних комбінацій усіх зусиль. Спочатку в таблицю заносяться значення M , N , V від цих навантажень у перерізах колони 1-1, 2-2, 3-3, 4-4. Потім розглядається основне сполучення, яке може бути двох видів: основне сполучення I, основне сполучення II. Особливе сполучення не розглядається.

Основне сполучення I включає обов'язкове постійне навантаження та одне змінне, найбільш суттєве, тобто таке, що дає максимальне значення по заданому знаку «+» чи «-».

Основне сполучення II включає також обов'язкове постійне навантаження та всі змінні навантаження в не вигідному сполученні, тобто змінні можуть бути: снігове, кранове та вітрове навантаження разом або тільки окремі їх комбінації (сніг і вітер, кранове навантаження та вітер, кранове навантаження та сніг і інші). Якщо в склад комбінації входять два або більше змінних навантажень, то до змінних навантажень вводиться коефіцієнт 0,9.

Водночас необхідно мати на увазі, що у крановому навантаженні вертикальне навантаження (D_{max} , D_{min}) і горизонтальне навантаження ($\pm T$) вважається одним навантаженням. Знак « \pm » перед силою T показує, що гальмівна сила T може діяти зліва направо і справа наліво. У комбінації зусиль приймається той знак, що доповнює не вигідну комбінацію.

Вітрове навантаження може також діяти на раму зліва направо або справа наліво. Тому в таблиці вводяться значення зусиль при дії вітру зліва та справа. Включати в комбінацію зусиль тільки одне гальмівне навантаження T не можна, до нього обов'язково додається вертикальне навантаження D_{max} чи D_{min} .

Вибрані значення зусиль для кожної комбінації складаються між собою. Якщо вже вибрані значення усіх моментів M , то для знаходження N та V потрібно брати їхні значення у відповідних колонках з відповідними знаками, тобто там, де вибрані значення моментів M .

Отримані комбінації зусиль аналізуються з точки зору їхніх максимальних значень. Для розрахунку колони приймаються найчастіше значення зусиль у перерізі 2-2 для розрахунку надкранової частини колони і значення зусиль у перерізах 3-3 або 4-4 для розрахунку підкранової частини колони.

Приклад складання комбінацій зусиль, що відповідає наведеному прикладу розрахунку рами, наведений в таблиці 2.8.

Для кожної комбінації зусиль (основне I і основне II) проставлені зверху номери колонок, із яких отримані ці комбінації.

Таблиця 2.8 – Комбінації зусиль для крайньої колони (кН, м), вісь «А»

Номери перерізів	Зусилля	Навантаження							Сполучення навантажень					
		Постійні (власна вага)	Змінні						Основне I			Основне II		
			Снігове	Кранове			Вітрове		M_{max} $N_{відн.}$	M_{min} $N_{відн.}$	N_{max} $M_{відн.}$	M_{max} $N_{відн.}$	M_{min} $N_{відн.}$	N_{max} $M_{відн.}$
				D_{max}	D_{min}	$\pm T$	Зліва	Справа						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1-1	M	-4,79	-1,736	0	0	0	0	0	(3)	(3, 4)	(3, 4)	(3)	(3, 4)	(3, 4)
	N	319,90	115,73	0	0	0	0	0	-4,79	-6,53	-6,53	-4,79	-6,53	-6,53
	V	7,08	2,72	-8,04	-3,86	$\pm 9,20$	1,28	-3,16	319,90	435,63	435,63	319,90	435,63	435,63
2-2	M	21,406	8,328	-29,75	-14,28	$\pm 18,74$	15,00	-19,42	(3, 8)	(3,5,7)	(3, 4)	(3,4,6,7,8)	(3,5,7,9)	(3, 4)
	N	339,23	115,73	0	0	0	0	0	34,98	-27,08	29,73	46,42	-39,71	29,73
	V	7,08	2,72	-8,04	-3,86	$\pm 6,10$	6,83	-7,34	339,23	339,23	454,96	454,96	339,23	454,96
3-3	M	-71,33	-27,55	88,25	17,9	$\pm 18,74$	15,00	-19,42	(3,5,7)	(3, 9)	(3,5,7)	(3,5,7,8)	(3,4,6,7,9)	(3,4,5,7)
	N	388,92	115,73	472	128,7	0	0	0	35,66	-90,7	35,66	38,46	-114,36	-33,57
	V	7,08	2,72	-8,04	-3,86	$\pm 6,10$	6,83	-7,34	860,92	388,92	860,92	860,92	608,90	917,88
4-4	M	0,887	0,45	6,24	-21,47	$\pm 43,48$	162,70	-153,09	(3, 8)	(3, 9)	(3,5,7)	(3,4,5,7,8)	(3,6,7,9)	(3,4,5,7)
	N	465,64	115,73	472,0	128,7	0	0	0	163,59	-152,20	50,50	192,47	-195,35	46,04
	V	7,08	2,72	-8,04	-3,86	$\pm 6,1$	22,13	-18,87	465,64	465,64	937,64	994,60	594,34	994,60
									29,21	-11,79	5,14	27,70	-18,87	7,78

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бабаєв В. М. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова, П. А. Резнік, Є. Г. Стоянов, В. С. Шмуклер; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
2. Залізобетонні конструкції : підручник / А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнецов [та ін.] ; за ред. А. Я. Барашикова. – Київ : Вища школа, 1995. – 591 с.
3. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А. М. Павліков. – [2-ге вид., випр.]. – Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
4. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Чинний від 2019-01-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 30 с. (Державні будівельні норми України).
5. ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною № 1 та № 2 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами – Чинний від 2007-01-01 (Зміна № 1 – чинний від 2007-10-01, зміна № 2 – чинний 2020-06-01). – Київ : Мінбуд України, 2020. – 75 с. (Державні будівельні норми України).
6. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. (Державні будівельні норми України).
7. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний від 2011-06-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. (Державні будівельні норми України).

8. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – Чинний від 2019–08–01. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 18 с. (Державні будівельні норми України).

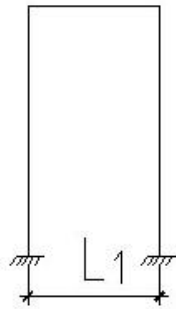
9. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT) – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2010. – 319 с. (Державні будівельні норми України).

ДОДАТОК А
Завдання на РГР

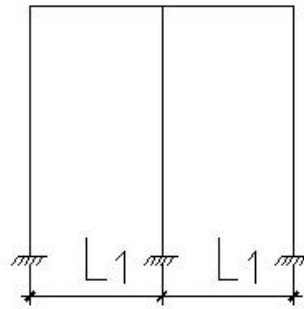
Ч. ч.	Схема	Прогони, м		Крок колон	Довжина будівлі, м	Відм. головки підкр. рейки, м	Вантажопідйомність кранів, кН	Опір ґрунту, кПа	Тип покрівлі	Місто будівництва
		L1	L2							
1	1	24		6	72	7,2	150	250	хол.	Харків
2	2	18		12	96	8,4	200/50	200	теп.	Львів
3	3	18	24	6	108	8,2	300/50	250	хол.	Чернігів
4	4	24	24	12	120	8,8	500/100	300	теп.	Луганськ
5	5	18	24	6	132	9,6	100/30	250	хол.	Луцьк
6	1	18		12	12	10,8	100	280	теп.	Тернопіль
7	2	24		6	96	11,4	150/30	200	хол.	Івано-Франківськ
8	3	18	24	12	84	6,8	150/30	250	теп.	Донецьк
9	4	18	18	6	60	7,2	300/50	300	хол.	Черкаси
10	5	24	18	12	132	7,2	500/100	350	теп.	Суми
11	1	30		6	84	8,0	500/100	320	хол.	Черкаси
12	2	30	30	6	96	8,4	100/30	280	теп.	Одеса
13	3	18	30	6	108	10,8	200/50	200	хол.	Рівне
14	4	30	30	12	120	12,0	300/50	280	теп.	Житомир
15	5	30	18	6	114	8,6	500/100	350	хол.	Ужгород
16	1	24		12	72	8,8	500/100	360	теп.	Краматорськ (Донецької)
17	2	18	18	6	84	7,2	100	270	хол.	Полтава
18	3	24	30	12	96	8,4	150/30	220	теп.	Київ
19	4	18	18	6	108	9,6	200/30	240	хол.	Запоріжжя
20	5	18	24	12	120	10,8	300/50	260	теп.	Миколаїв
21	1	18		6	132	9,8	500/100	320	хол.	Херсон
22	2	24		12	72	7,6	100/30	280	теп.	Глухів (Сумської)
23	3	18	24	6	108	9,6	150/30	280	хол.	Хмельницький
24	4	24	24	12	96	7,8	200/30	300	теп.	Дніпро
25	5	18	24	6	96	8,4	300/50	350	хол.	Вінниця
26	1	30		12	120	9,6	500/100	300	теп.	Житомир
27	2	24	24	6	72	10,8	300/50	300	хол.	Ужгород
28	3	18	24	12	96	12,0	500/100	350	теп.	Кіровоград
29	4	24	24	6	132	9,0	150	210	хол.	Одеса
30	5	18	24	12	114	7,8	100	300	теп.	Полтава
31	1	24	—	12	96	12,0	300/50	260	хол.	Миколаїв
32	2	18	18	6	108	10,8	150	290	теп.	Вінниця
33	3	24	30	6	72	9,6	200/50	220	хол.	Рівне
34	4	30	30	12	96	10,8	150	250	теп.	Львів
35	5	18	24	6	114	9,8	500/100	270	хол.	Чернівці

Схеми

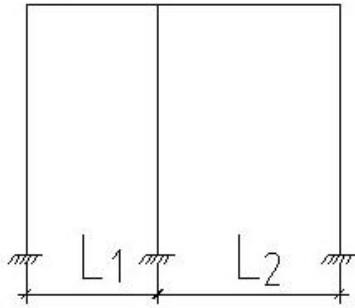
1



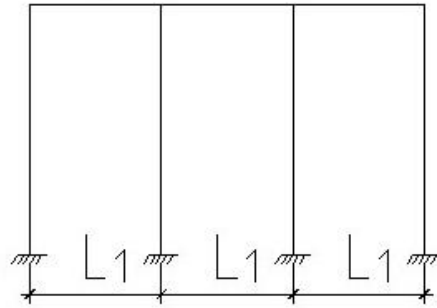
2



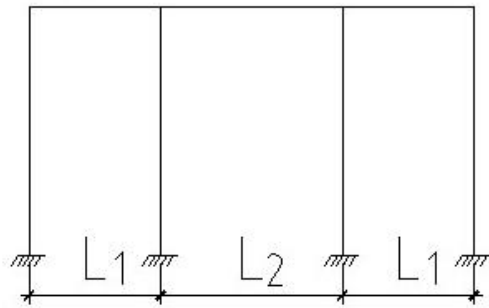
3



4



5



ДОДАТОК Б
Формули для розрахунку двовіткових і ступінчастих колон

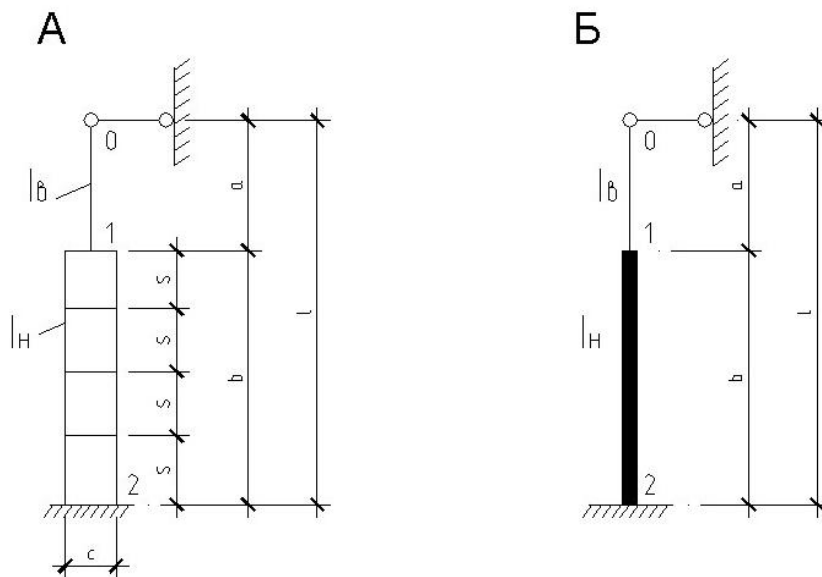
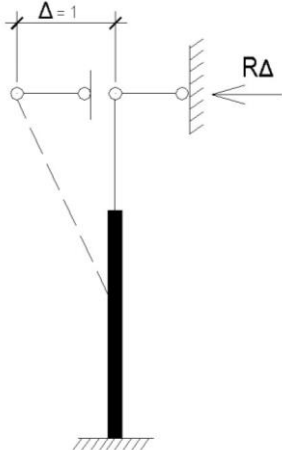
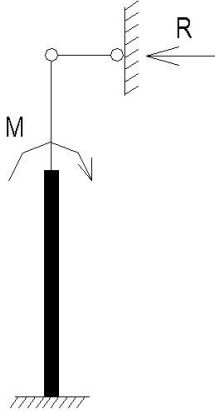
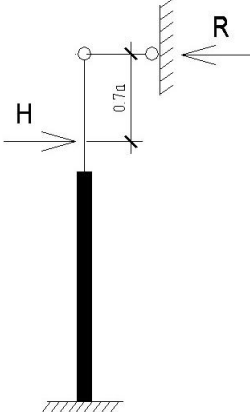
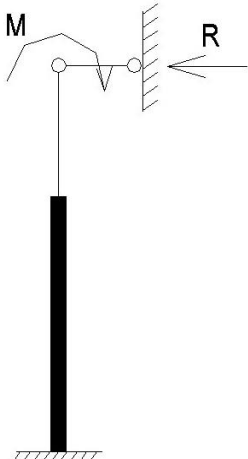


Рисунок Б.1 – Розміри колон для визначення реакції R

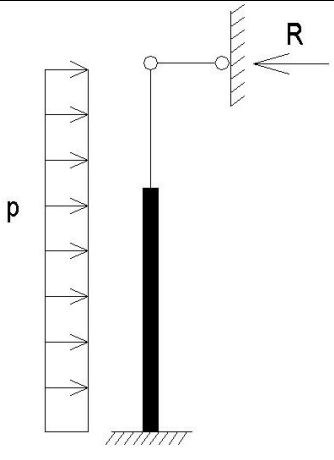
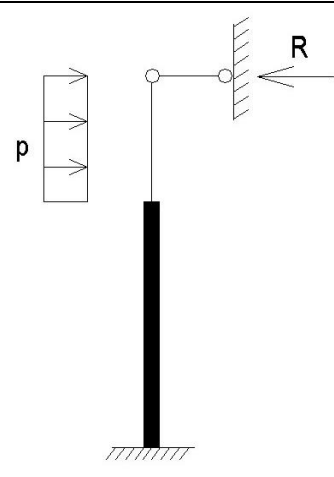
Таблиця Б.1 – Визначення опорної реакції R залежно від схеми завантаження

Схема завантаження	Опорна реакція R
1	2
	$R_{\varphi} = \frac{3E_b I_B}{l^2 (1 + k + k_1)}$

Продовження таблиці Б.1

1	2
	$R_{\Delta} = \frac{3E_b I_B}{l^3 (1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{3M(1 - \alpha^2)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{H(1 - \alpha + k_1)}{1 + k + k_1}$
	$R = \frac{3M(1 + k/\alpha)}{2l(1 + k + k_1)}$

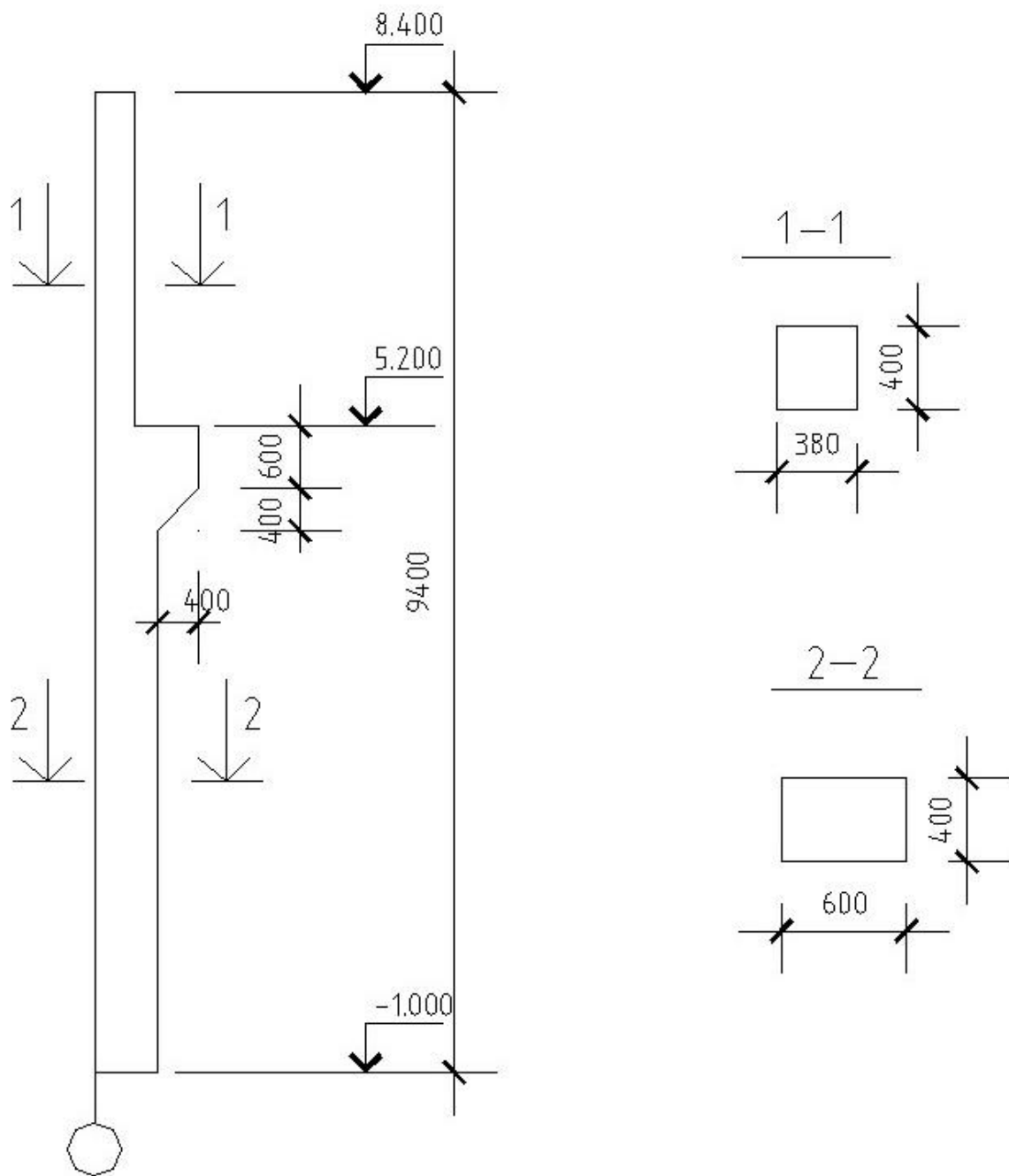
Закінчення таблиці Б.1

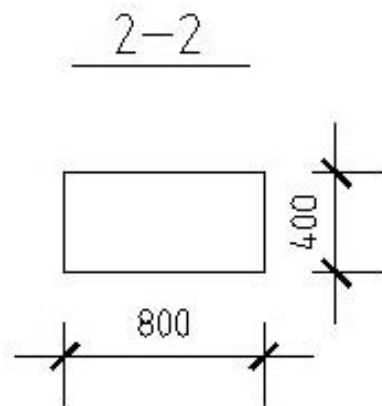
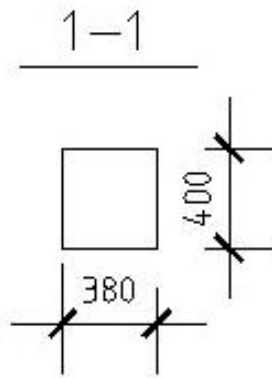
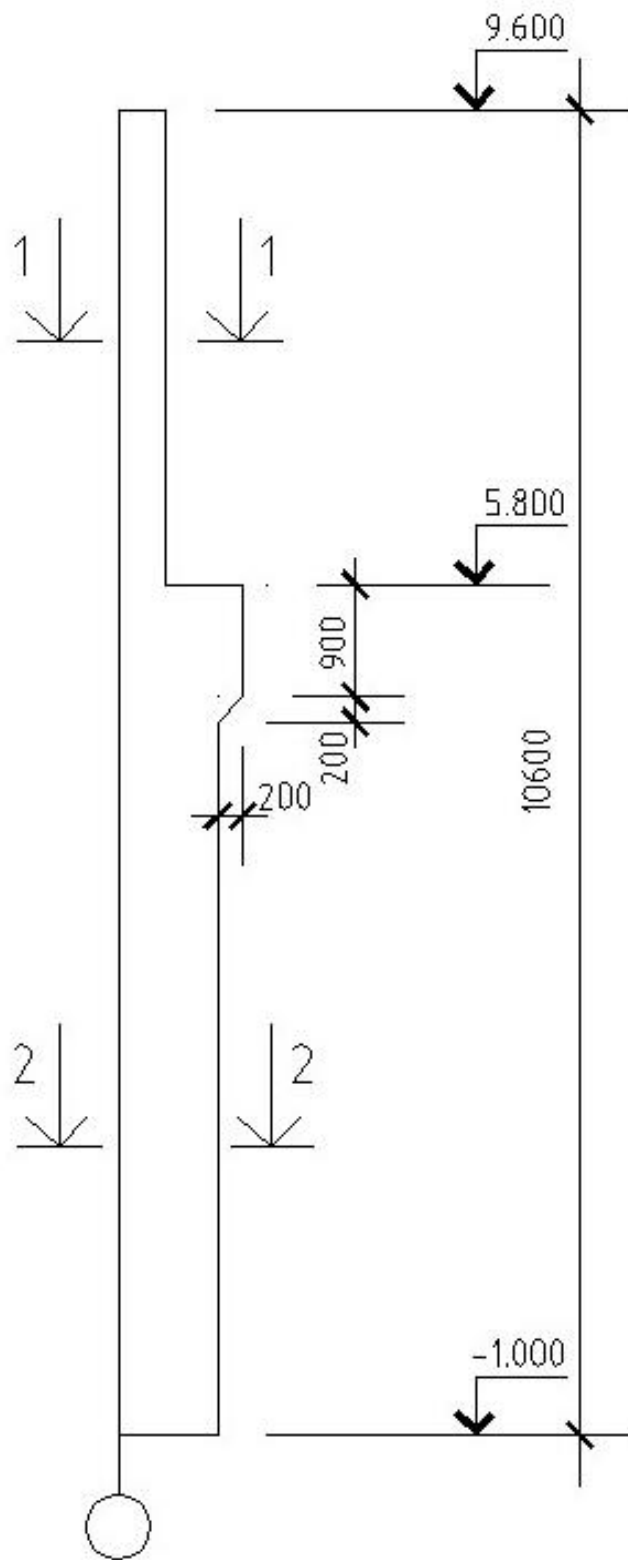
1	2
	$R = \frac{3pl[1 + \alpha \cdot k + 1.33(1 + \alpha)k_1]}{8(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{pl[3(1 + \alpha \cdot k) - (3 + \alpha)(1 - \alpha)^3 + k_1]}{8(1 + k + k_1)}$

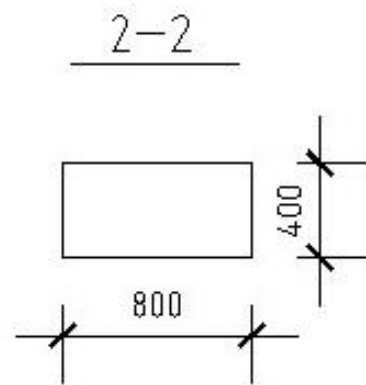
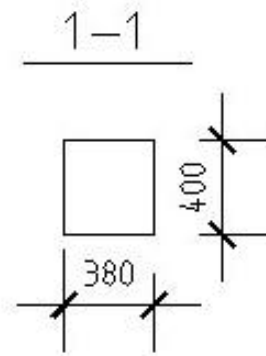
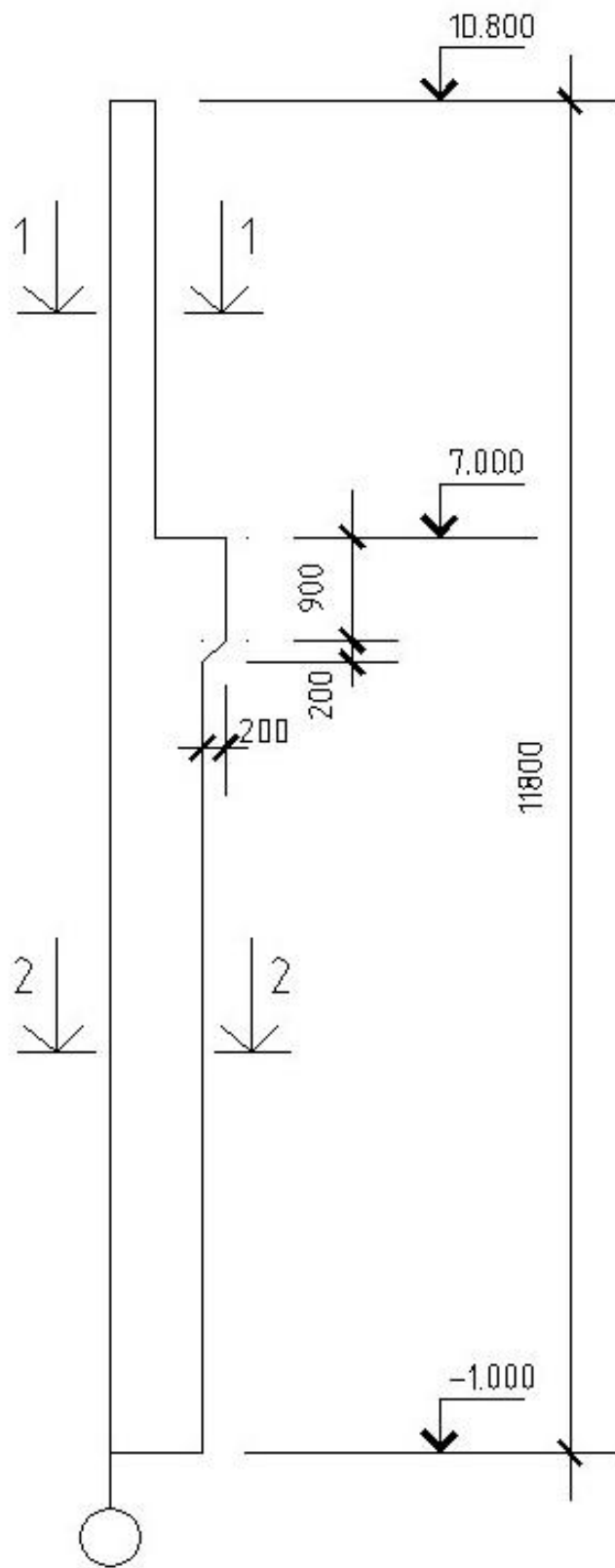
Позначення: $\alpha = a/l$; $k = \alpha^3(I_n/I_e - 1)$; $k_1 = (1 - \alpha)^3 I_n / 8n^2 I_{гил.}$; $I_n = Ac^2/2$ (для двовіткових колон); A – площа перерізу вітки; n – кількість панелей двовіткової колони; $I_{гил.}$ – момент інерції вітки. Інші позначення на рисунку Б.1, А. У розрахунку ступінчастих колон (рис. Б.1, Б) при визначенні реакції R для суцільних ступінчастих колон потрібно у формулах, наведених вище для двовіткових колон, прийняти $k_1 = 0$, а момент інерції I_n нижньої підкранової частини колони визначати як для суцільного прямокутного перерізу.

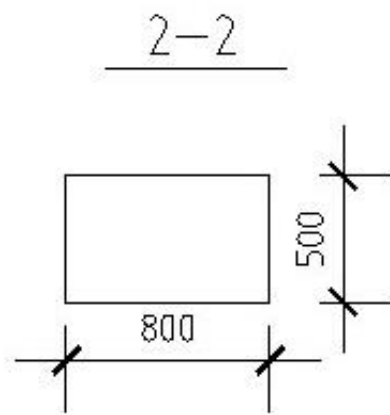
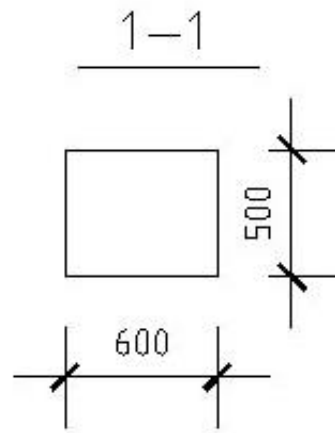
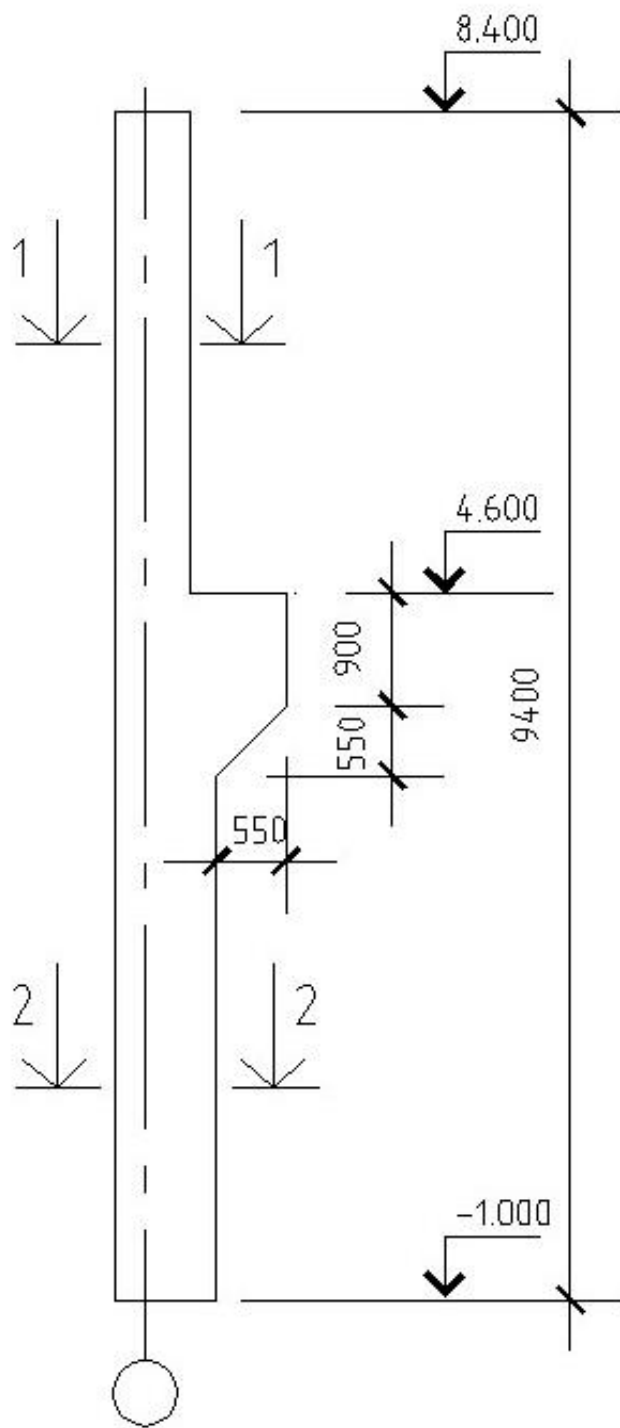
ДОДАТОК В

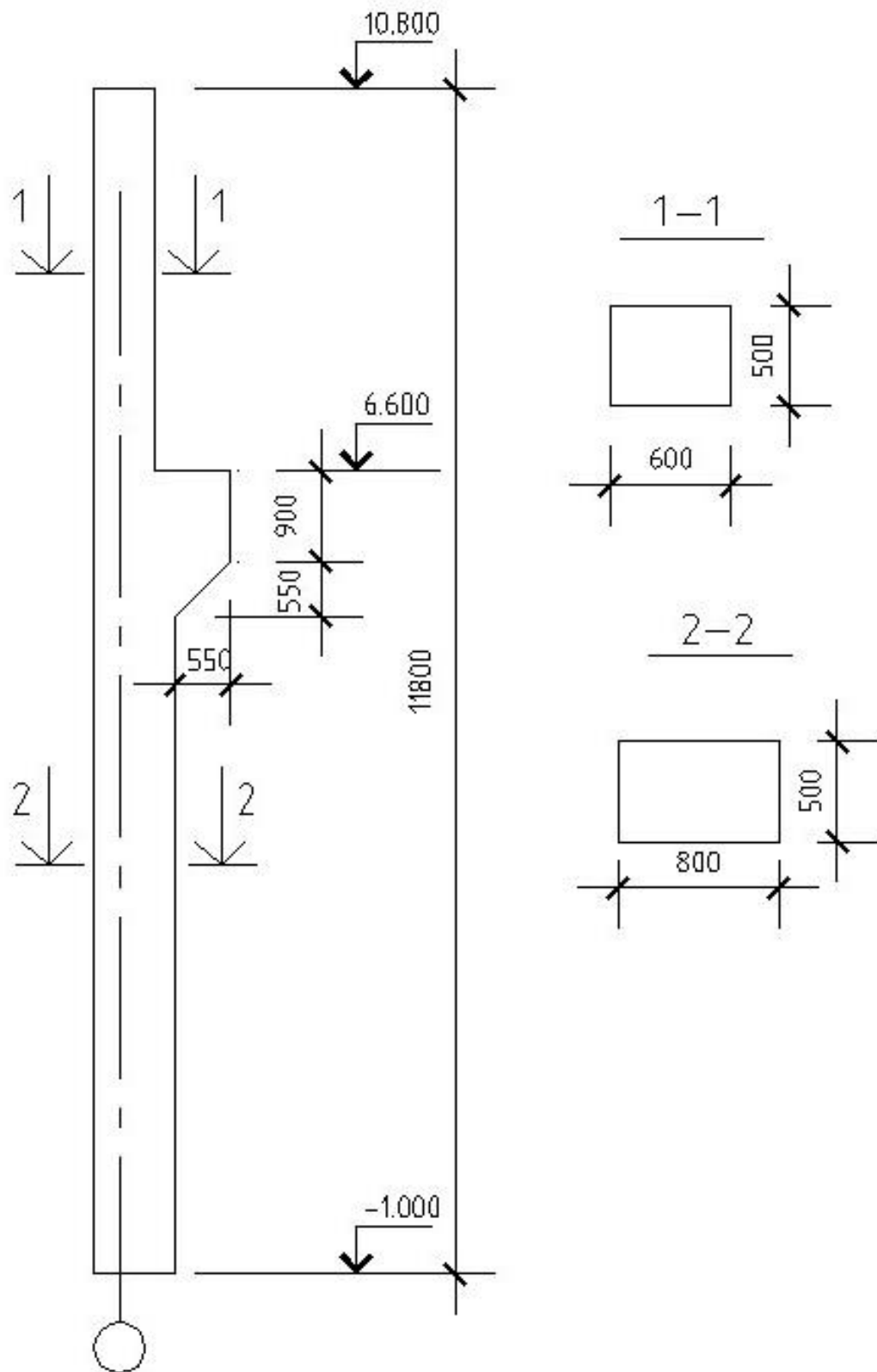
Конструктивні рішення колон промислових будівель

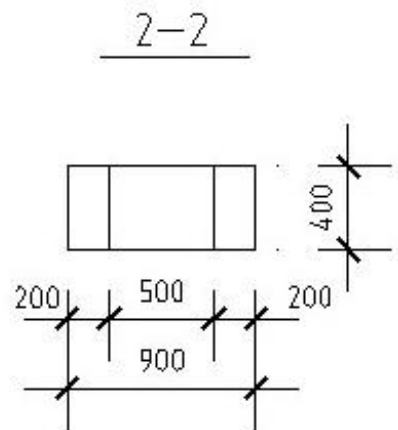
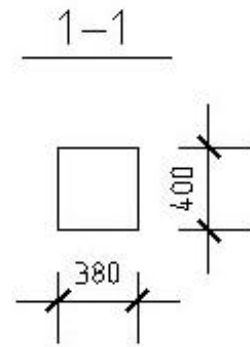
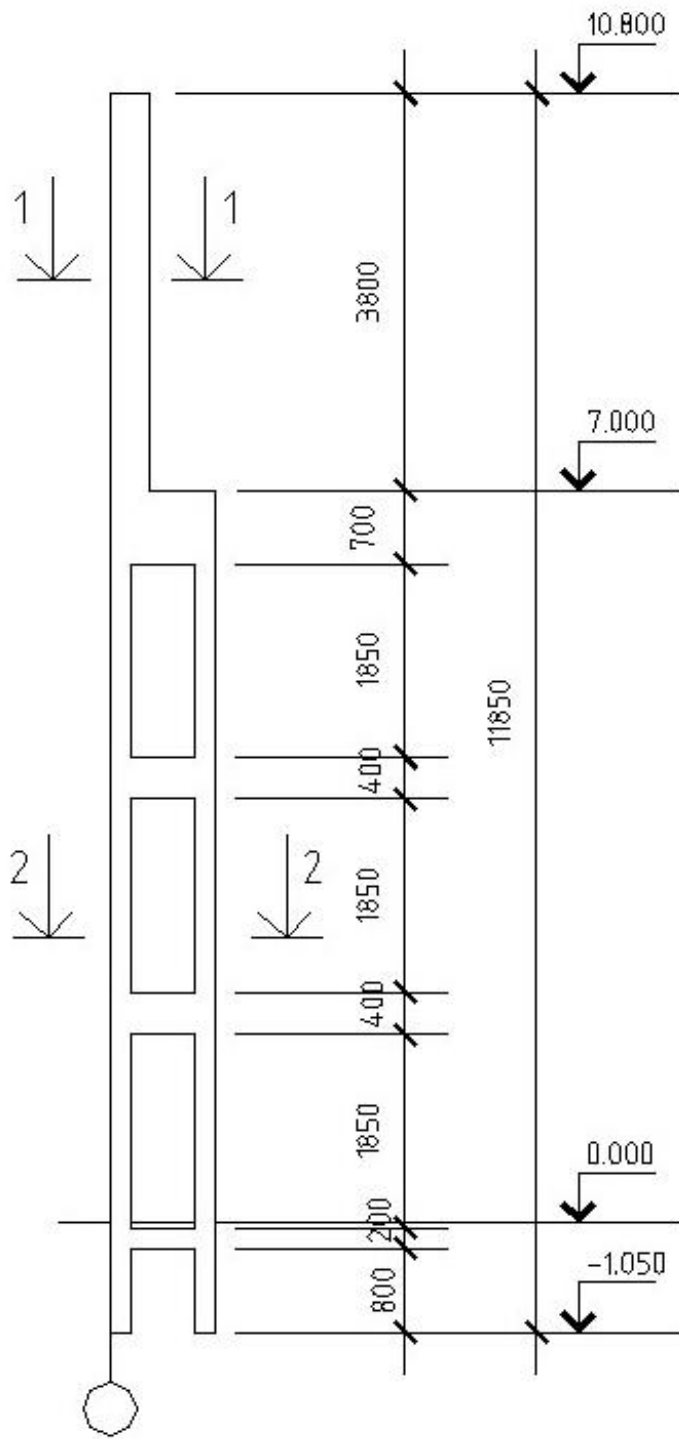


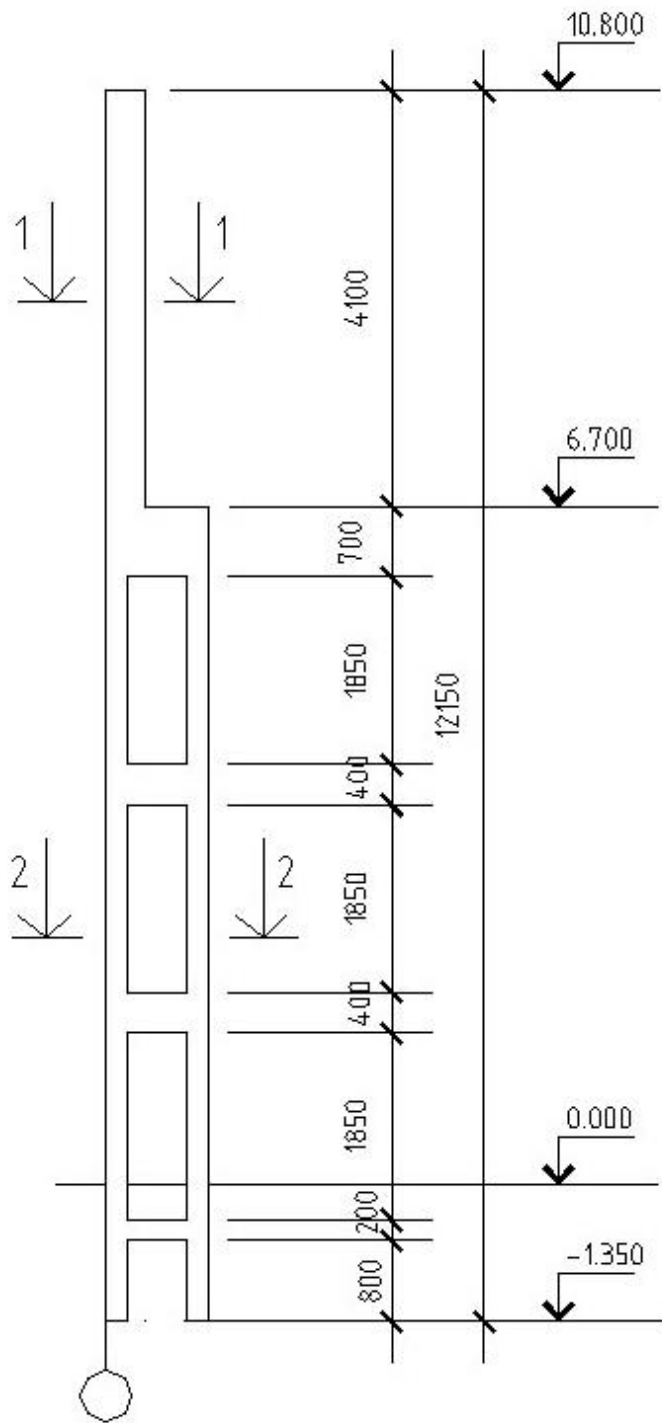




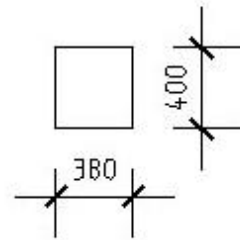




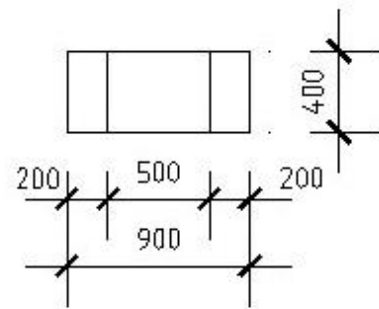


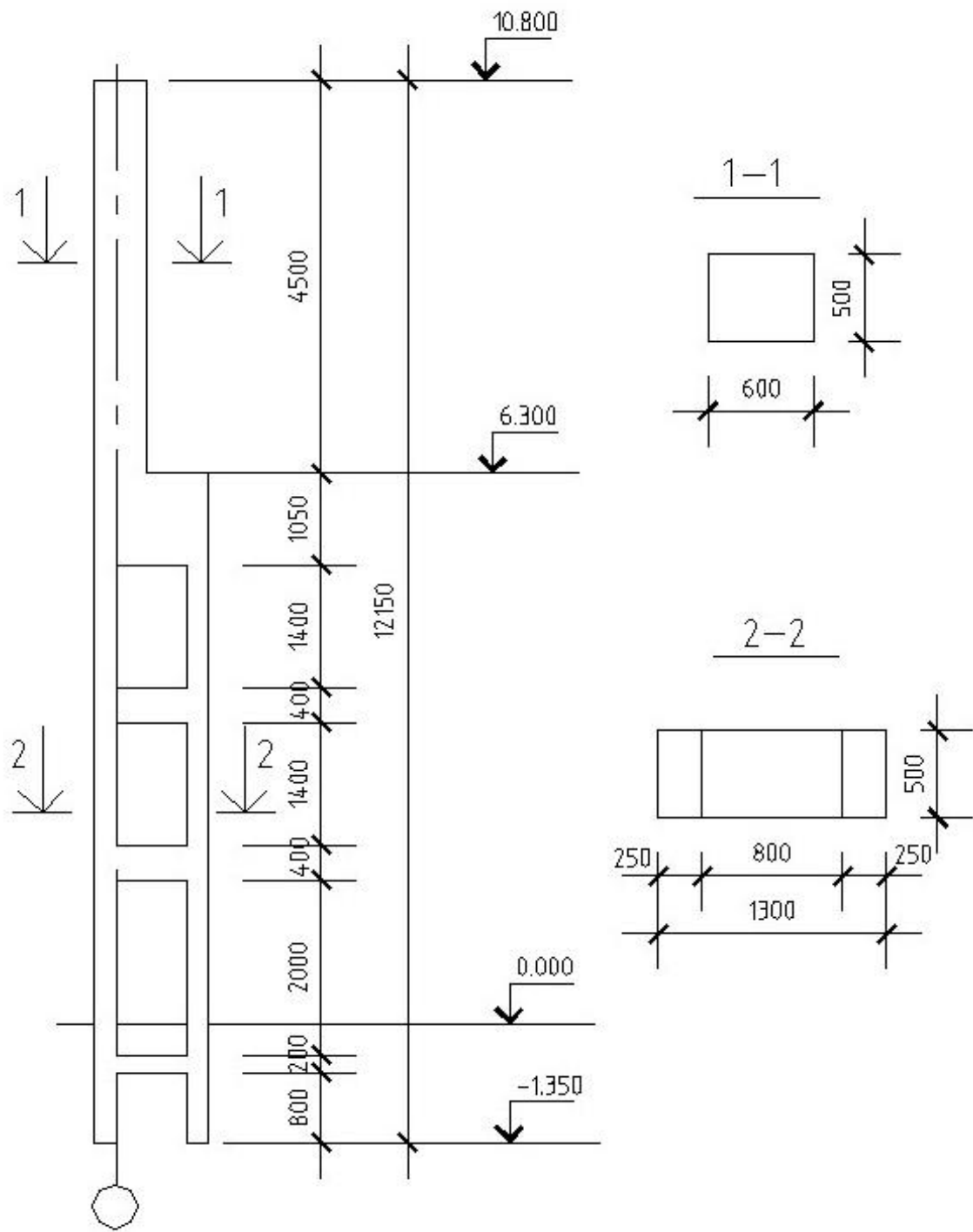


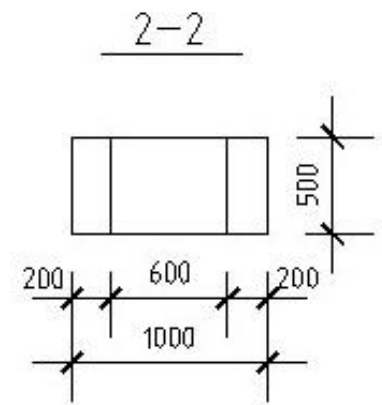
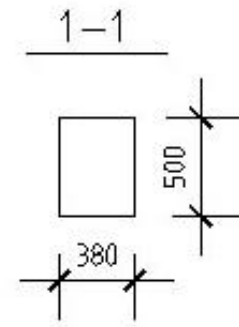
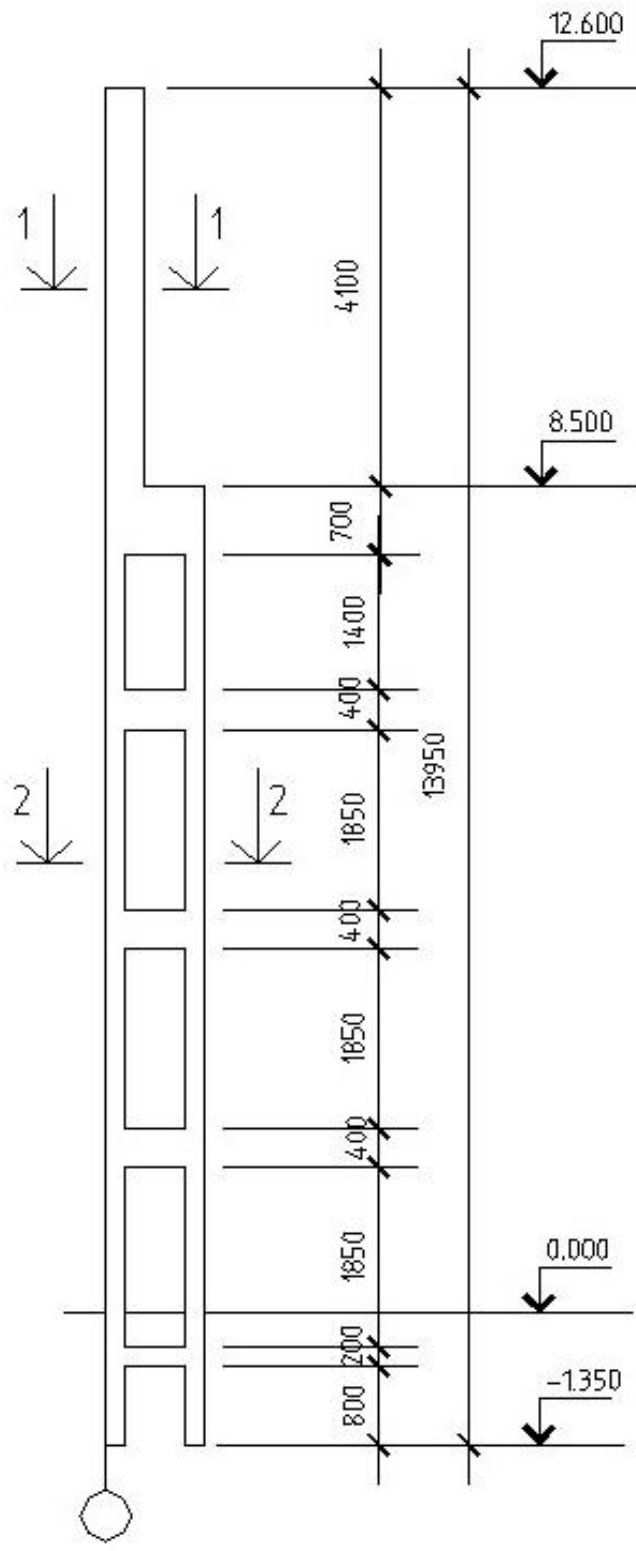
1-1

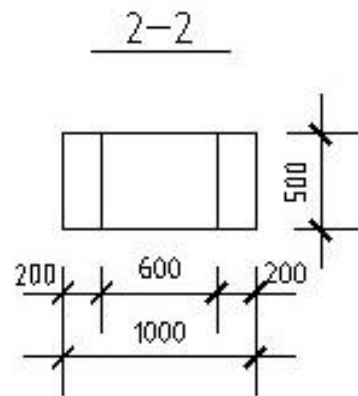
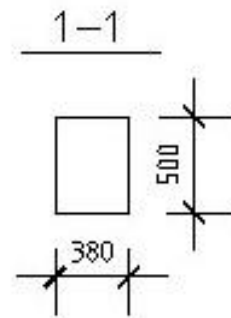
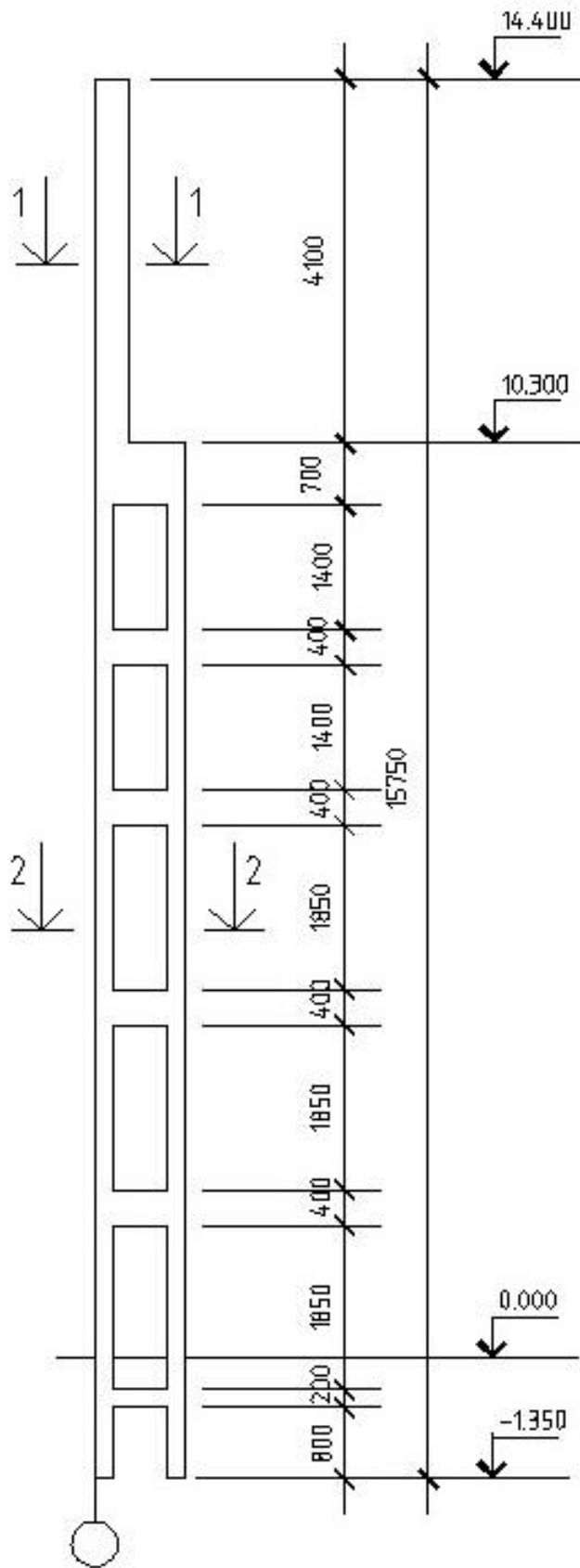


2-2









Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації

до виконання розрахунково-графічної роботи
з навчальної дисципліни

«ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ»

Розділ 1

Компоновка конструктивної схеми будівлі і статичний розрахунок поперечної рами

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Укладачі: **ПСУРЦЕВА** Ніна Олексіївна,
РЕЗНІК Петро Аркадійович

Відповідальний за випуск *П. М. Фірсов*

Редактор *О. В. Михаленко*

Комп'ютерне верстання *Н. О. Псурцева*

План 2024, поз. 5М

Підп. до друку 16.05.2025. Формат 60 × 84/16.

Ум. друк. арк. 3,9.

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.