

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Л.М. СКОРУК

РОЗРАХУНОК НЕАРМОВАНИХ КАМ'ЯНИХ
КОНСТРУКЦІЙ ЗА МІЦНІСТЮ
ЗГІДНО з ДБН В.2.6-162:2010

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Л.М. СКОРУК

РОЗРАХУНОК НЕАРМОВАНИХ КАМ'ЯНИХ
КОНСТРУКЦІЙ ЗА МІЦНІСТЮ
ЗГІДНО З ДБН В.2.6-162:2010

Навчальний посібник

*Рекомендовано вченою радою Київського національного
університету будівництва і архітектури як навчальний
посібник для фахівців будівельної галузі, наукових працівників і
практикуючих інженерів*

Київ – 2025

УДК 624.012.4:624.072.33:693.21
С82

Рецензенти: Ю.А. Клімов, д-р техн. наук, професор, КНУБА
А.В. Махінько, д-р техн. наук, професор, ДУ «КАІ»
М.Г. Мар'єнков, д-р техн. наук, п.н.с., ДП «НДІБК»

Затверджено на засіданні вченої ради Київського національного університету будівництва і архітектури протокол № 39 від 25 грудня 2025 року

Скорук Л.М.

С82 Розрахунок неармованих кам'яних конструкцій за міцністю згідно з ДБН В.2.6-162:2010: навчальний посібник / Л.М. Скорук. – Київ : Видавництво Ліра-К, 2025. – 126 с.

ISBN 978-617-520-329-1

Викладені практичні основи проєктування, розрахунку і конструювання неармованих кам'яних конструкцій згідно з ДБН В.2.6-162:2010. Наведені приклади розрахунку і проєктування конструкцій кам'яних будівель, що відвідає освітній компоненті «Будівельні конструкції».

Навчальний посібник орієнтований на фахівців будівельної галузі, наукових працівників і практикуючих інженерів, а також може бути корисним для здобувачів вищої освіти технічних закладів України будівельного профілю.

ISBN 978-617-520-329-1

© Скорук Л.М., 2025

Зміст

1.	<u>Загальні положення</u>	5
1.1.	Вступ	6
1.2.	Вихідні дані для розрахунку	7
2.	<u>Збір навантаження</u>	8
2.1.	Визначення розмірів і розрахункових прольотів	8
2.2.	Збір навантаження на перекриття та покриття	10
3.	<u>Зовнішня стіна</u>	15
3.1	Конструкція зовнішніх стін	15
3.2	Статичний розрахунок зовнішньої стіни	20
3.3	Конструктивний розрахунок зовнішньої несучої стіни	24
	Варіант №1 (розрахунок несучої здатності зовнішньої стіни за спрощеною розрахунковою схемою стиснутого стержня)	25
	Варіант №2 (розрахунок несучої здатності зовнішньої стіни за спрощеною розрахунковою схемою рами)	30
4.	<u>Перемички</u>	38
4.1.	Перемички над віконними та дверними прорізами	38
4.2.	Підбір перемички над віконним прорізом	40
4.3.	Підбір несучої перемички	40
4.4.	Підбір ненесучої перемички	41
5.	<u>Внутрішня стіна</u>	43
5.1	Статичний розрахунок внутрішньої стіни	43
5.2.	Конструктивний розрахунок внутрішньої несучої стіни	45
	Варіант №1 (розрахунок несучої здатності внутрішньої стіни за спрощеною розрахунковою схемою стиснутого стержня)	48
	Варіант №2 (розрахунок несучої здатності внутрішньої стіни за спрощеною розрахунковою схемою рами)	52
6.	<u>Місцевий стиск кладки</u>	61
6.1.	Міцність кладки в місці опирання плити перекриття на зовнішню стіну ослаблену віконними прорізами	61
6.2.	Міцність кладки в місці опирання плити перекриття на внутрішню стіну без прорізів	63
7.	<u>Фундаменти</u>	65
7.1.	Визначення розмірів підшви стрічкових фундаментів	65
	Список літератури	67

ДОДАТКИ

Додаток Д1
 Dodatok Д2
 Dodatok Д3
 Dodatok Д4

1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Підготовка висококваліфікованих фахівців у галузі будівництва неможлива без глибокого освоєння дисциплін, пов'язаних з проектуванням будівельних конструкцій [1-3]. Кам'яні конструкції, які мають багатовікову історію застосування, не втрачають своєї актуальності в сучасному будівництві.

Кам'яні конструкції залишаються одним з найпоширеніших видів будівельних конструкцій у сучасному будівництві. Незважаючи на появу нових матеріалів і технологій, цегляна кладка продовжує широко застосовуватися в житловому, промисловому та цивільному будівництві завдяки своїм експлуатаційним характеристикам, довговічності та економічній ефективності. Для майбутніх фахівців-будівельників, а також практикуючих інженерів важливо не лише володіти теоретичними знаннями з розрахунку кам'яних конструкцій, а й мати практичні навички їх розрахунку та проектування.

Сучасна система підготовки фахівців у галузі будівництва передбачає не тільки надання теоретичних знань, а й формування стійких практичних навичок проектування та розрахунку будівельних конструкцій. У цьому контексті навчальний посібник виступає незамінним інструментом, який направляє самостійну роботу та забезпечує системність у засвоєнні навчального матеріалу.

Навчально-методичне забезпечення відіграє ключову роль у формуванні проектних компетенцій та закріпленні теоретичних знань через практичну діяльність.

1.1. Вступ

Метою даного навчального посібника є ознайомлення із загальними принципами розрахунків та конструювання кам'яних конструкцій багатоповерхової будівлі згідно з ДБН В.2.6-162:2010 [3], набуття практичних навичок у зборі навантаження, визначені розмірів різних несучих елементів, підбір необхідної міцності каменів для кладки та класу розчину, а також сприяння підвищенню загальної ерудиції при вирішенні інженерних задач при проектуванні подібних будівель [4-6].

У пропонованому навчальному посібнику наведено приклад розрахунку та конструювання кам'яних несучих стін, підбір збірних залізобетонних перемичок, визначення ширини підшви фундаменту під стіни і влаштування підземної частини будівлі.

Перший розділ визначає склад проєкту та вихідні дані для розрахунку, що дозволяє з самого початку зорієнтуватися в обсязі майбутніх розрахунків. Другий розділ присвячено збору навантажень – найважливішому етапу проектування, від точності якого залежить надійність всієї конструкції. Наступні розділи присвячені розрахунку несучих конструкцій, які зустрічаються у будівлях з кам'яними несучими стінами.

Четвертий розділ присвячено перемичкам – конструктивним елементам, які часто викликають труднощі. Навчальний посібник містить вичерпну інформацію щодо класифікації перемичок, їх конструктивних особливостей та методики підбору залежно від прольоту, навантаження та типу стіни. Наведені приклади підбору несучих і ненесучих перемичок над віконними та дверними прорізами дозволяють впевнено оперувати типовими серіями залізобетонних виробів.

Окремий розділ присвячено перевірці міцності кладки при місцевому стиску в зонах концентрації напружень. Розглянуті випадки опирання плит перекриття на зовнішні стіни, ослаблені віконними прорізами, та на суцільні внутрішні стіни. Завершується основна частина розрахунком фундаментів, що дозволяє отримати цілісне уявлення про проектування будівлі з несучими кам'яними стінами.

1.2. Вихідні дані для розрахунку

Необхідно підібрати марку розчину каменю і розчину для несучих стін і підібрати збірні перемички на віконними прорізами у зовнішній стіні.

Дані для проєктування:

1. Розміри багатоповерхової будівлі в плані (в осях) – 14,6х25,63 м.
2. Кількість поверхів – 4.
3. Висота 1-го поверху – 3,0 м.
4. Висота наступних поверхів – 3,0 м.
5. Характеристичне корисне навантаження на перекриття – 1,5 кН/м².
6. Тип підлоги – плиткова.
7. Зовнішні стіни – з глиняної цегли висотою 65 мм.
8. Товщина стін – зовнішня 510 мм, внутрішня – 510 мм.
9. Тип перемички над прорізами – брускова типу ПБ.
10. Перекриття – збірні залізобетонні багатопрожнисті плити.
11. Глибина опирання перекриття на стіну – 120 мм.
12. Місце будівництва – м. Київ.

2. ЗБІР НАВАНТАЖЕННЯ

2.1. Визначення розмірів і розрахункових прольотів

Розмір будівлі в осях А-Гх1-5 складає 14,6х25,63 м (рис. 2.1). У будівлі несучими є поздовжні стіни, які розташовуються вздовж буквених осей товщиною 510 мм. Також у будівлі є поперечні самонесучі стіни товщиною 380 мм, як розкріпляють поздовжні стіни із площини, тим самим надаючи їм додаткову просторову жорсткість. Крім того, на поверхах є міжкімнатні перегородки товщиною 120 мм, які є ненесучими конструкціями (вони не приймають участі у силовій роботі будівлі). Тому перегородки будемо враховувати як навантаження на перекриття.

Так, як відстань між поперечними жорсткими конструкціями менше 24 м, то будівля відноситься до так званих будівель з жорсткою конструктивною схемою.

Плити перекриття розташовуються паралельно цифровим осям і опираються на поздовжні несучі стіни. Так, по осі А і Г плити опираються на стіни з одного боку, а по осях Б і В – плити опираються на стіни з обох боків.

У якості плит перекриття використовуються збірні багатопустотні плити, які опираються тільки по коротким своїм сторонам. Довжина спирання плит на цегляну кладку визначається за місцевим зминанням і приймається не менше 75 мм для прольоту до 4 метрів і не менше 120 мм для прольоту більше 4 метрів.

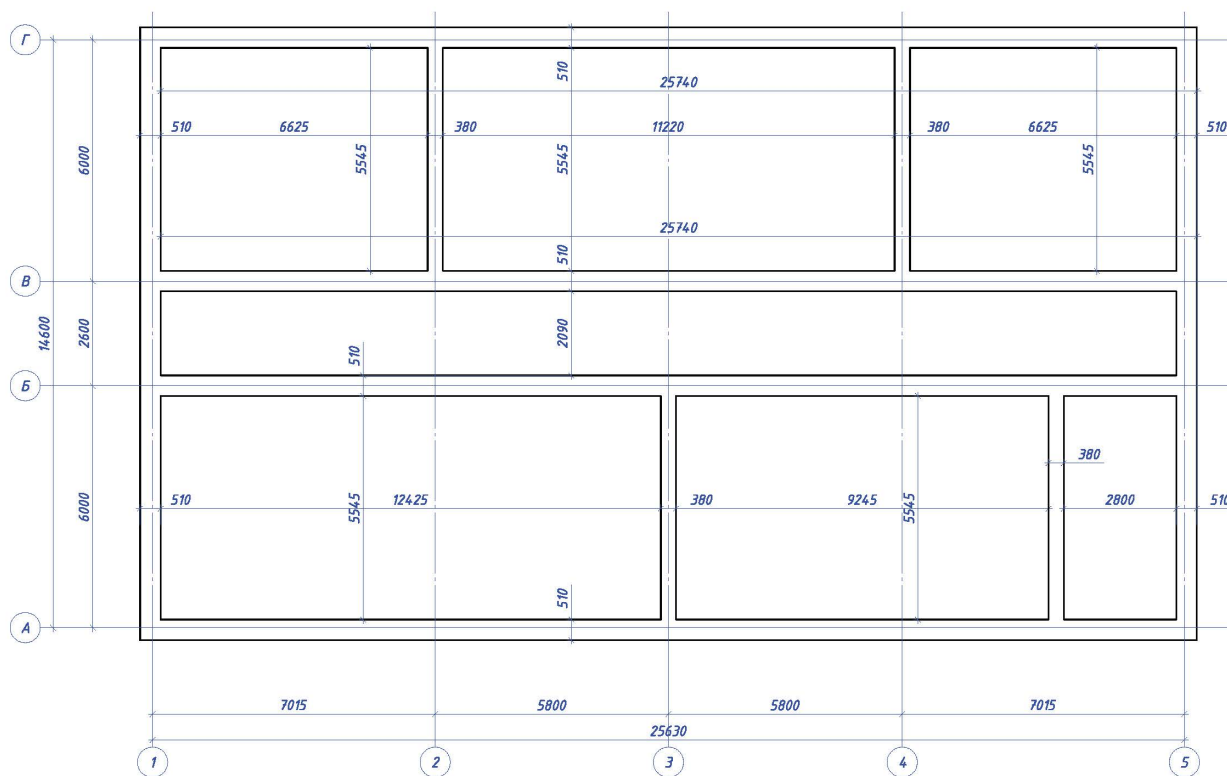


Рис. 2.1. План несучих та самонесучих стін будівлі.

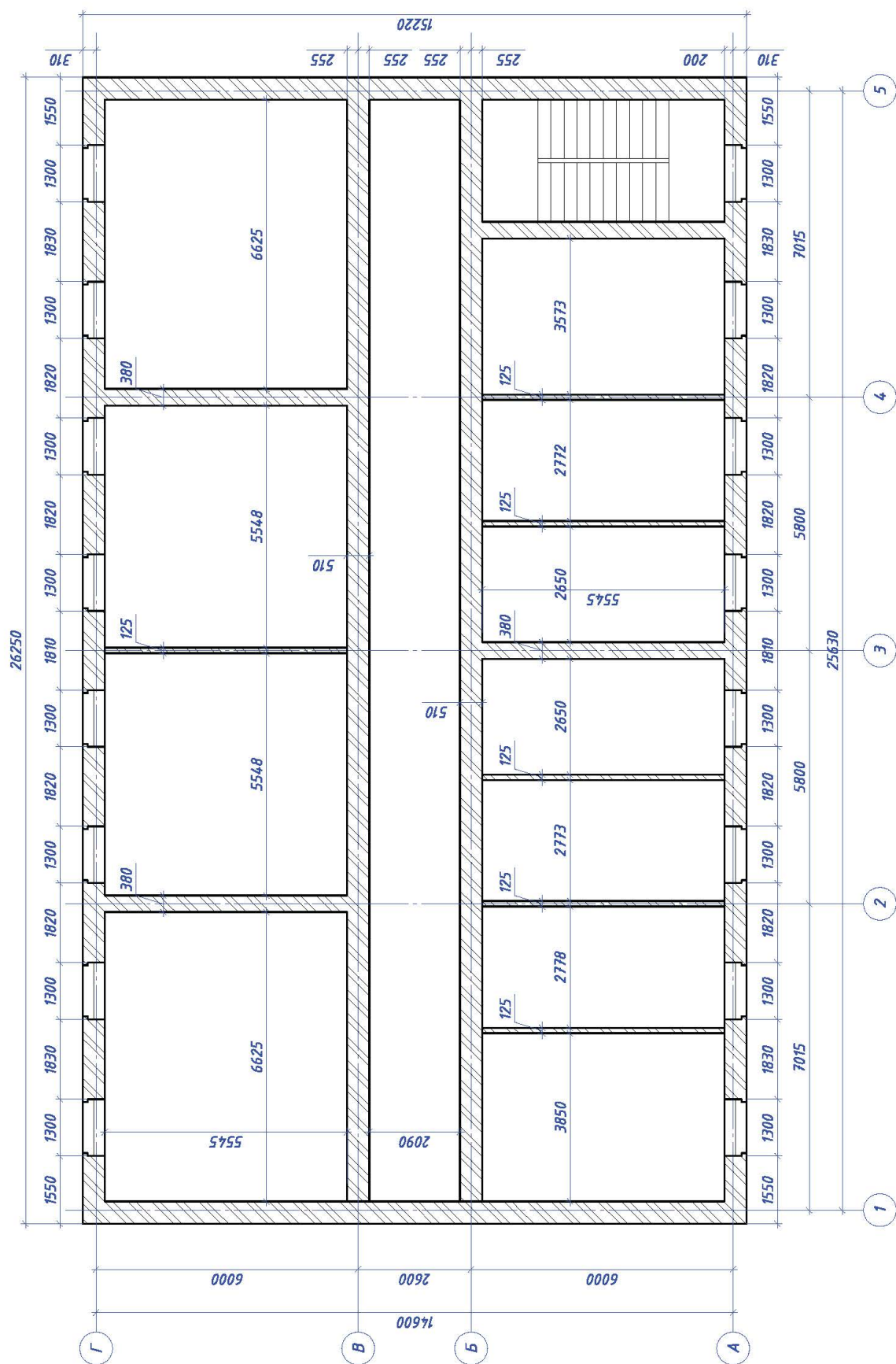


Рис. 2.2. План поверху.

2.2. Збір навантаження на перекриття та покриття

Збір навантаження на покриття та перекриття будівлі проводиться згідно з [1, 2] для розрахунку несучих стін будівлі, перемичок та фундаменту (застосовуються граничні розрахункові значення навантажень з коефіцієнтами надійності γ_{fn}).

Згідно завдання будівля, що розраховується, відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС3 згідно з [2]. Відповідні коефіцієнти надійності γ_n для розрахунку конструкцій наведені у табл. Д.1.1 у додатку.

Збір навантажень на покриття і перекриття будівлі на 1 м² наведений в табл. 2.1. Довідкові дані щодо ваги різних типів конструкцій підлоги наведені в табл. Д.1.2.

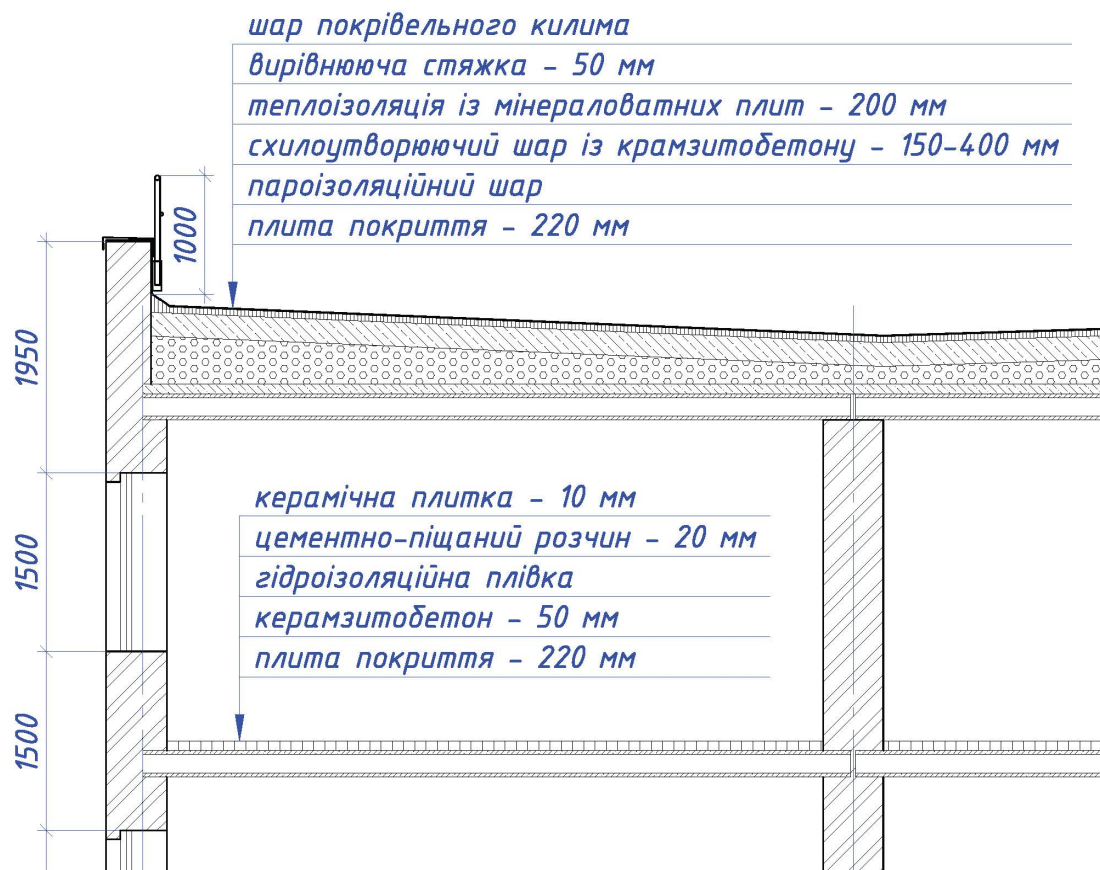


Рис. 2.3. Склад пирогов на перекритті та покритті будівлі.

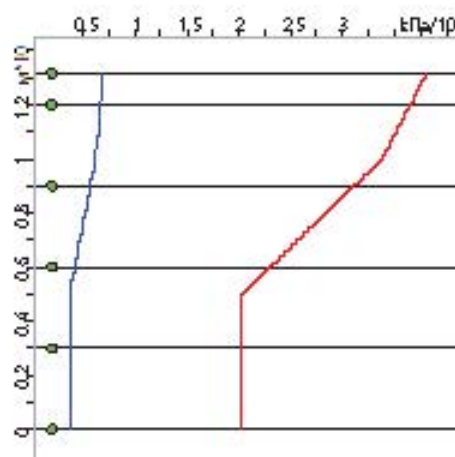
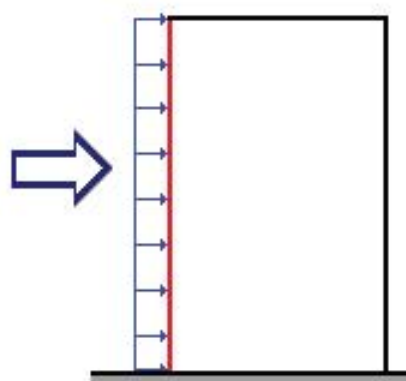
Таблиця 2.1

Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	γ_{fm}	γ_n	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Покриття				
Гідроізоляційний килим із 3-х шарів руберойду на мастиці	0,1	1,3	1,25	0,1625
Вирівнююча цементно-піщана стяжка товщиною 50 мм ($\rho=2000 \text{ кг/м}^3$)	1,0	1,2	1,25	1,5
Теплоізоляція із мінераловатних плит 250 мм ($\rho=40 \text{ кг/м}^3$)	0,1	1,2	1,25	0,15
Ухилоутворюючий шар із керамзитобетону товщиною 150-400 мм ($\rho=1000 \text{ кг/м}^3$)	2,7	1,2	1,25	4,05
Пароізоляційний шар	0,03	1,2	1,25	0,045
Власна вага залізобетонної багатопустотної плити	3,0	1,1	1,25	4,125
Разом постійне навантаження:	6,93			10,032
Снігове навантаження	1,55	1,14	1,25	2,28
Всього:	8,53			12,312
Міжповерхове перекриття				
Керамічна плитка 10 мм ($\rho=2500 \text{ кг/м}^3$)	0,25	1,2	1,25	0,375
Цементно-піщаний розчин товщиною 20 мм ($\rho=2000 \text{ кг/м}^3$)	0,4	1,2	1,25	0,6
Гідроізоляційна плівка	0,03	1,2	1,25	0,045
Керамзитобетон товщиною 50 мм ($\rho=1000 \text{ кг/м}^3$)	0,5	1,2	1,25	0,75
Вага перегородок	1,2	1,3	1,25	1,95
Власна вага залізобетонної багатопустотної плити	3,0	1,1	1,25	4,125
Разом постійне навантаження:	5,38			7,845
Тимчасове навантаження	1,5	1,3	1,25	2,438
Всього:	6,88			10,283

Вітрове навантаження на навітряну поверхню (активний тиск)

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

Вхідні дані	
Характеристичне значення вітрового тиску	0,37 кПа
Тип місцевості	IV - міські площі, на яких, принаймні, 15% поверхні зайнято будівлями, які мають середню висоту, що перевищує 15 м
Тип споруди	Вертикальні та нахилені від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні



Параметри		
Поверхня		Навітряна поверхня
Крок сканування		3 м
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням γ_m		1,14
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням γ_k		0,21
Н	13,2	м

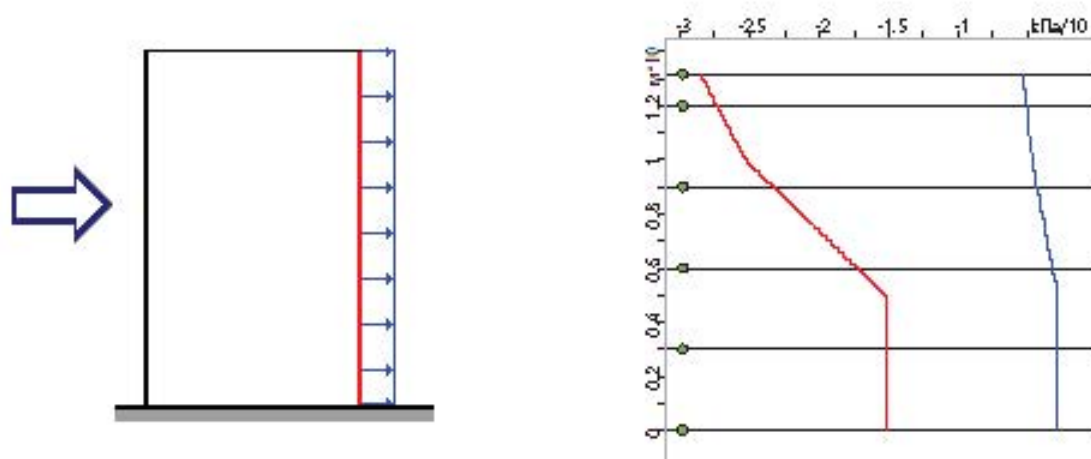
Висота (м)	Експлуатаційне значення (кПа)	Граничне значення (кПа)
0	0,037	0,202
3	0,037	0,202
6	0,042	0,229
9	0,057	0,31
12	0,067	0,364
13,2	0,07	0,381

Знак «плюс» говорить про те, що навантаження направлено до поверхні стіни.

Вітрове навантаження на навітряну поверхню (пасивний тиск)

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

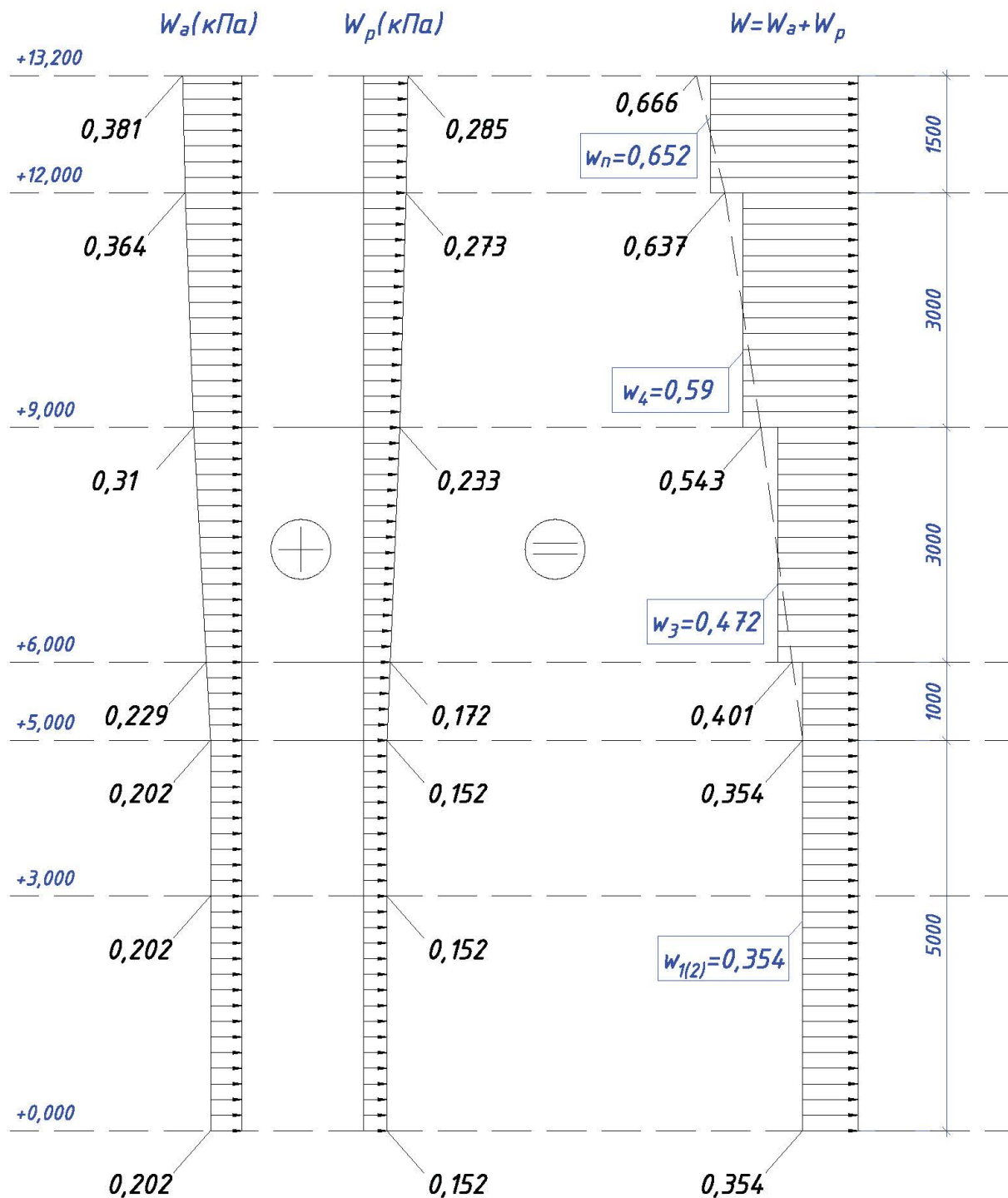
Вхідні дані	
Характеристичне значення вітрового тиску	0,37 кПа
Тип місцевості	IV - міські площі, на яких, принаймні, 15% поверхні зайнято будівлями, які мають середню висоту, що перевищує 15 м
Тип споруди	Вертикальні та нахилені від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні



Параметри		
Поверхня		Навітряна поверхня
Крок сканування		3 м
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням γ_m		1,14
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням γ_k		0,21
Н	13,2	м

Висота (м)	Експлуатаційне значення (кПа)	Граничне значення (кПа)
0	-0,028	-0,152
3	-0,028	-0,152
6	-0,032	-0,172
9	-0,043	-0,233
12	-0,05	-0,273
13,2	-0,053	-0,285

Знак «мінус» говорить про те, що навантаження направлене від поверхні стіни.



$$w_n = 0,5(0,666 + 0,637) = 0,652 \text{ кПа}$$

$$w_4 = 0,5(0,673 + 0,543) = 0,59 \text{ кПа}$$

$$w_3 = 0,5(0,543 + 0,401) = 0,472 \text{ кПа}$$

$$w_{1(2)} = 0,5(0,666 + 0,637) = 0,354 \text{ кПа}$$

Рис. 2.4. Вітрове навантаження на зовнішню стіну

(W_a – активний вітровий тиск, W_p – пастивний вітровий тиск, W – сумарний вітровий тиск).

3. ЗОВНІШНЯ СТІНА

3.1. Конструкція зовнішніх стін

У нижній частині стіни на 30...150 мм нижче рівня підлоги першого поверху обов'язково слід передбачити горизонтальну гідроізоляцію із двох шарів ізолю (гідроізолю) на бітумній мастиці.

Віконні отвори виконують із влаштуванням чвертей з трьох сторін (крім стін з керамічних та бетонних блоків) – по бокам і зверху прорізів, розміри чвертей у плані – 65х120 мм. Отвори, як правило, перекривають збірними залізобетонними брусковими та балочними перемичками. У самонесучих стінах застосовують брускові перемички перетином 120х65 і 120х140 мм, а в стінах, на які спираються перекриття – брускові у поєднанні з балочними перерізом 120х220 і 120х290 мм (табл. Д.3.5 – табл. Д.3.5.7).

Завершальну верхню частину зовнішніх стін – карниз – виконують шляхом поступового напуску цегли назовні. При цьому напуск карниза назовні повинен бути не більше половини товщини стіни і не більше 300 мм. Крім того, карнизи можна виконувати із застосуванням спеціальних залізобетонних плит або підшивних коробів.

Також може бути верхня частина зовнішньої стіни без карнизу, тобто постійної товщини, без напуску назовні. Тоді верхня грань стіни має бути обов'язково закрита від атмосферних опадів металевою накривкою або парапетними збірними плитами (для запобігання потрапляння води у кладку і неможливості її заморожуванню там при від'ємній температурі повітря).

Згідно завдання стіни будівлі виготовлені із керамічної цегли густиною $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, поверх якої з внутрішньої сторони приміщення буде штукатурка $\gamma = 2200 \text{ кг/м}^3$.

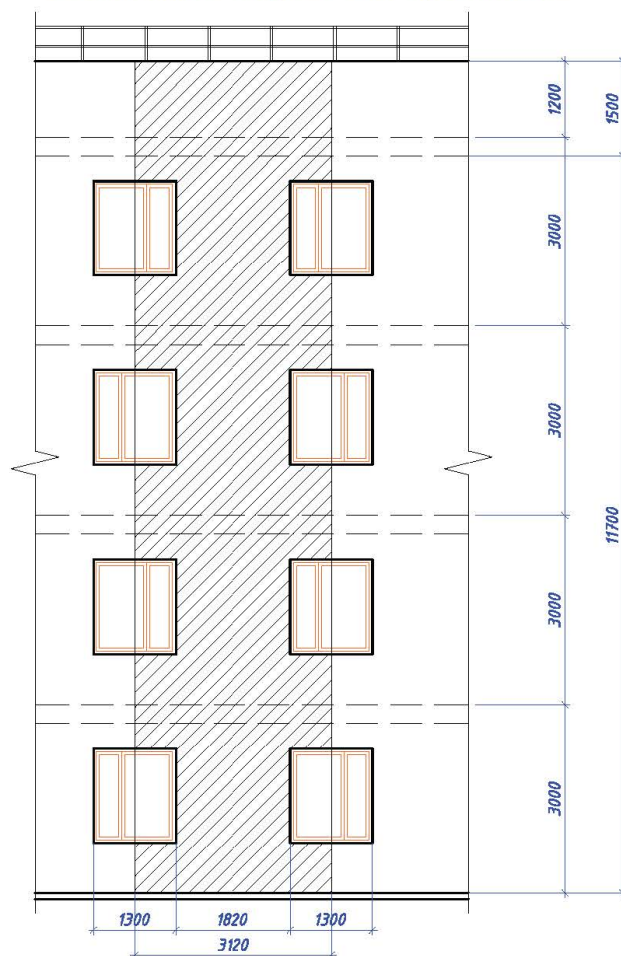
Для розрахунку візьмемо простінок шириною 1,82 м і площею перерізу

$$1,82 \times 0,51 = 0,93 \text{ м}^2$$

Відстань між осями суміжних з простінком вікон складає 3,12 м, а між внутрішніми гранями поздовжніх стін – 5,545 м. Тоді вантажна площа, з якої передається навантаження від покриття і перекриття

$$A_{n1} = 0,5 \times 5,545 \times 3,12 = 8,65 \text{ м}^2$$

Вантажна смуга для простінки



Вантажна площа для простінки

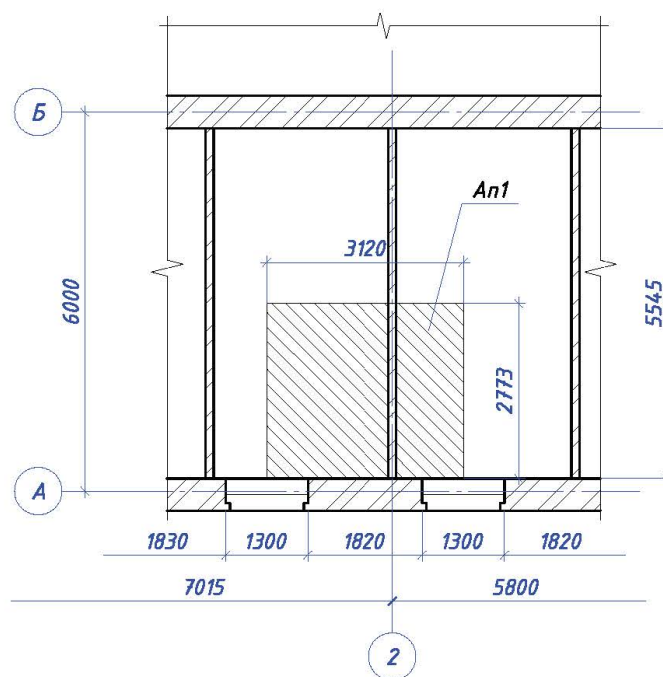


Рис.3.1. Вантажна смуга та вантажна площа для простінку.

Вертикальне навантаження на зовнішню стіну, яке зібране з вантажної площі A_{n1} дорівнює:

від покриття:

$$\text{постійне} - 10,032 \times 8,65 = 86,77 \text{ кН}$$

$$\text{тимчасове} - 2,28 \times 8,65 = 19,72 \text{ кН}$$

$$\text{повне} - F_1 = 86,77 + 19,72 = \mathbf{106,49 \text{ кН}}$$

від перекриття:

$$\text{постійне} - 7,845 \times 8,65 = 67,86 \text{ кН}$$

$$\text{тимчасове} - 2,438 \times 8,65 = 21,08 \text{ кН}$$

$$\text{повне} - F_1 = 67,86 + 21,08 = \mathbf{88,94 \text{ кН}}$$

Вага 1 м² стіни товщиною 380 мм без штукатурки:

$$0,38 \times 1,0 \times 18\,000 \times 1,1 = 7\,524 \text{ Па} = 7,524 \text{ кПа}$$

Вага 1 м² стіни товщиною 510 мм з штукатуркою:

$$0,51 \times 1,0 \times 18\,000 \times 1,1 + 0,02 \times 1,0 \times 22\,000 \times 1,3 = 10\,670 \text{ Па} = 10,67 \text{ кПа}$$

Розрахункові навантаження на простінок (рис. 3.2):

- від ділянки стіни товщиною 380 мм з відм. +11,700 до відм. +13,200 шириною 3,12 м:

$$G_n = 7,524 \times (13,2 - 11,7) \times 3,12 = 35,21 \text{ кН}$$

- від простінка товщиною 510 мм, розташованого між низом плити покриття і низом перемички з відм. +11,250 до відм. +11,700 шириною 3,12 м:

$$G_1 = 10,67 \times (11,7 - 11,25) \times 3,12 = 14,98 \text{ кН}$$

- від простінка товщиною 510 мм з відм. +9,750 до відм. +11,250 шириною 1,82 м:

$$G_2 = 10,67 \times (11,25 - 9,75) \times 1,82 = 29,13 \text{ кН}$$

- від ділянки стіни товщиною 510 мм, розташованого між низом плити перекриття та низом вище розташованого віконного прорізу з відм. +8,700 до відм. +9,750 шириною 3,12 м:

$$G_3 = 10,67 \times (9,75 - 8,7) \times 3,12 = 34,95 \text{ кН}$$

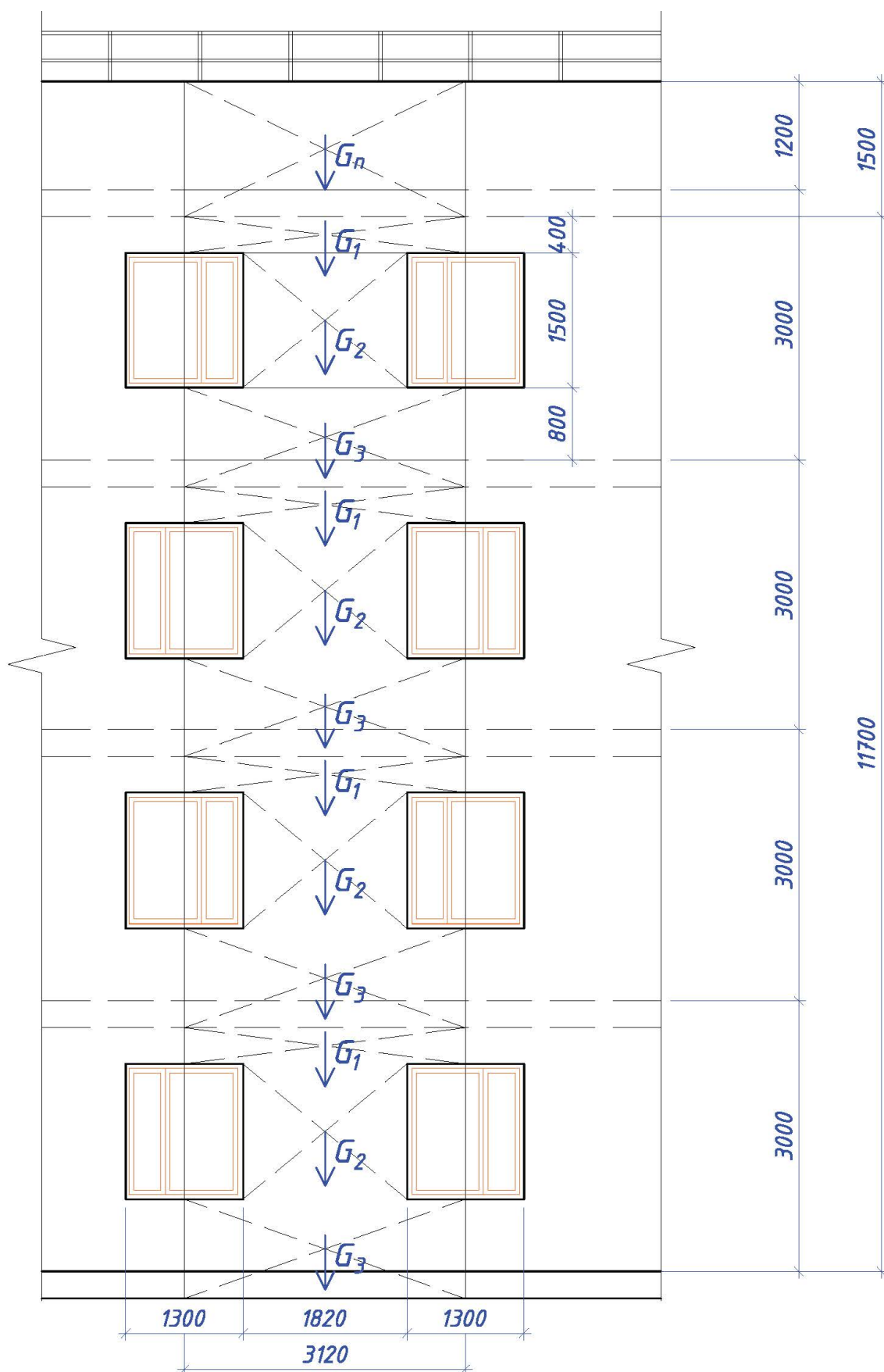


Рис.3.2. Вантажна смуга та вантажна площа для простінку.

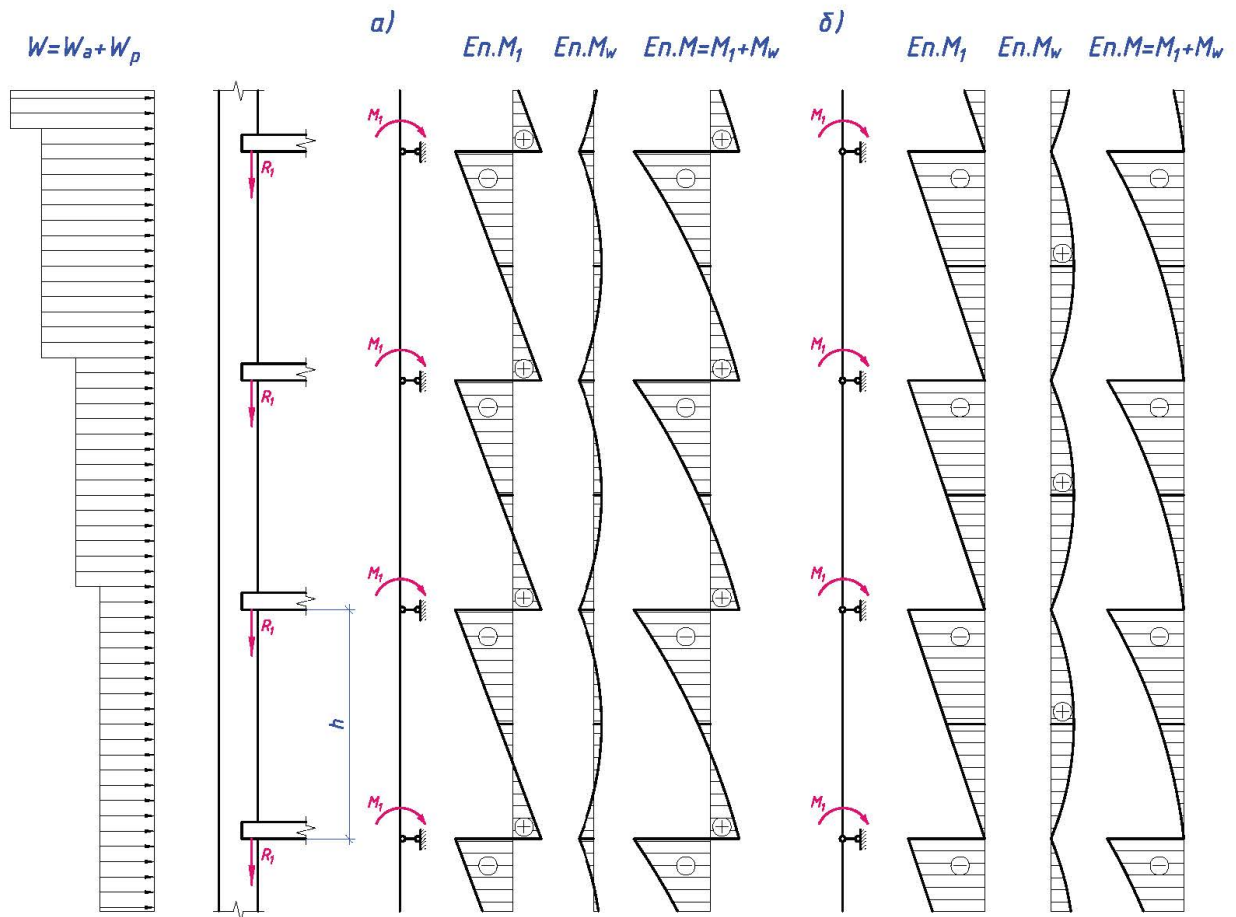


Рис. 3.3. Розрахункові схеми стіни і епюри згинальних моментів від вертикальних позacentрово прикладених і горизонтальних навантажень:
а – нерозрізна конструкція; б – розрізна конструкція

3.2. Статичний розрахунок зовнішньої стіни

Згідно ДБН В.1.2-2:2006 [1] при розрахунку стін тимчасове (корисне) навантаження у житлових приміщеннях (при вантажній площі $A_n > A_1$) допускається понижувати множенням на коефіцієнт

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}},$$

де

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A_{n1}/A_1}}$$

$A_1 = 9 \text{ м}^2$;

A_{n1} – вантажна площа;

n – число перекриттів над перерізом, яке розглядається.

У нашому прикладі при $A_{n1} = 8,65 \text{ м}^2$ (у даному випадку вантажна площа майже дорівнює $A_n \approx A_1$, тому враховуємо понижуючий коефіцієнт) коефіцієнти ψ_{A1} і ψ_{n1} відповідно будуть:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{8,65/9}} \approx 1,0;$$

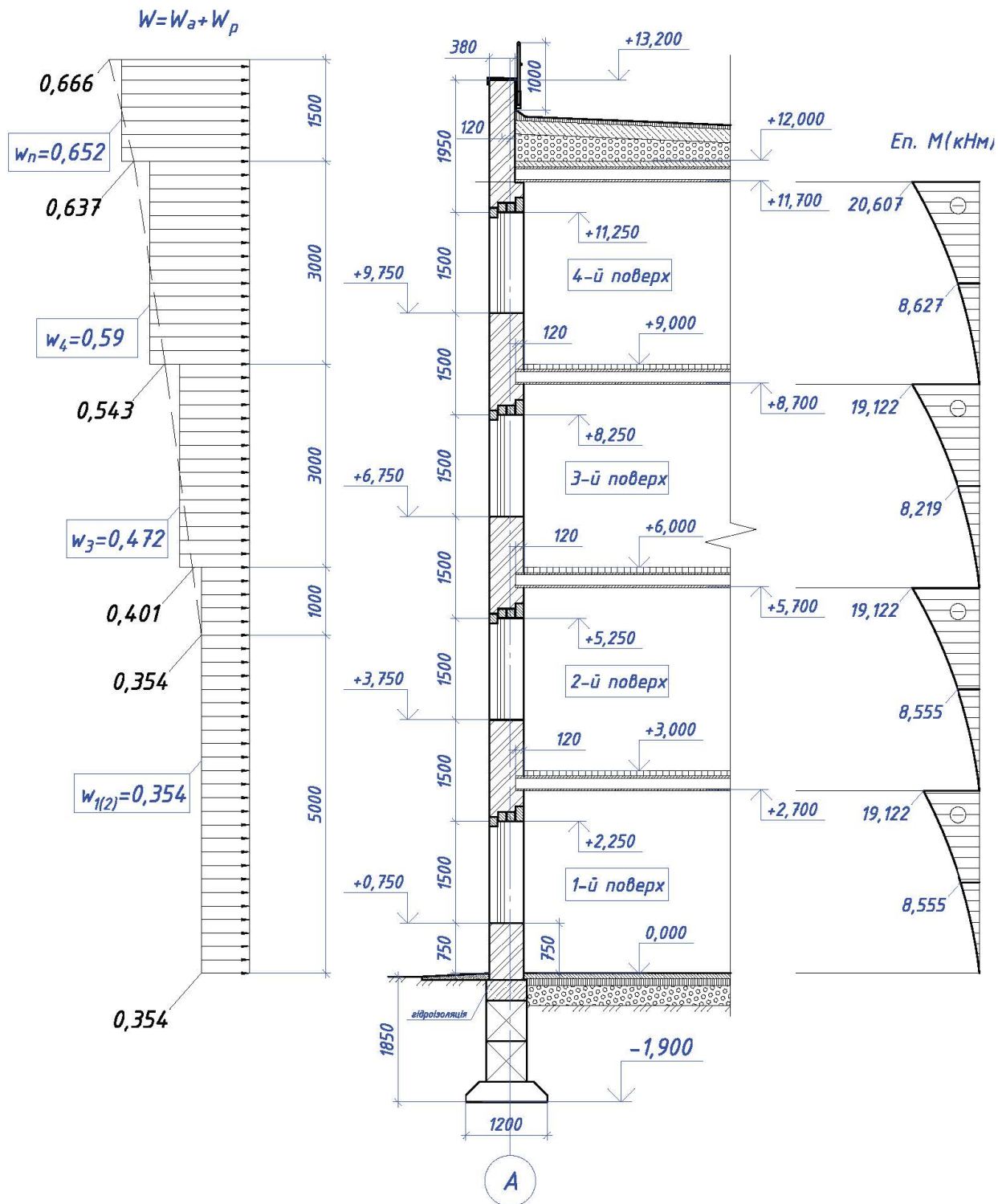
для 4-го поверху: $\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,0 - 0,4}{\sqrt{1}} = 1,0;$

для 3-го поверху: $\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,0 - 0,4}{\sqrt{2}} = 0,824;$

для 2-го поверху: $\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,0 - 0,4}{\sqrt{3}} = 0,746;$

для 1-го поверху: $\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,0 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,7.$

Позначення розрахункових зусиль і точки їх прикладання показані на рис. 3.2, 3.4, а їх визначення наведено у табл. 3.1.



Правило знаків для епори моментів:

знак «-» – розтягнута ліва (зовнішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни;
 знак «+» – розтягнута права (внутрішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни.

Рис. 3.4. Розрахункова схема стіни.

Таблиця 3.1

Поздовжні сили і моменти у перерізах зовнішньої стіни

Поверх	Переріз	Позначення зусиль	Формула для визначення поздовжнього зусилля або моменту	Зусилля, N (кН) або M (кН·м)
Четвертий	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 3 у додатку Д.2.27 $N + R_1 = 35,21 + 106,49 =$	141,7
		$M_{Ed(1-1)}$	$Ne - R_1 e_1 = N \frac{1}{2}(t - t_1) - R_1 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) =$ $= 35,21 \frac{1}{2}(0,51 - 0,38) - 106,49 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) =$ $35,21 \times 0,065 - 106,49 \times 0,215 =$	-20,607
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$35,21 + 106,49 + 14,98 + 0,5 \times 29,13 =$	171,245
		$M_{Ed(2-2)}$	$0,5M_{Ed(1-1)} + M_{W(2-2)} = 0,5M_{Ed(1-1)} + \frac{q_{w4}h^2}{8} =$ $= 0,5 \times (-20,607) + \frac{(0,59 \cdot 3,12) \cdot 2,7^2}{8} =$ $-10,304 + 1,677 =$	-8,627
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$35,21 + 106,49 + 14,98 + 29,13 + 34,95 =$	220,76
		$M_{Ed(3-3)}$	0	0
Третій	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 2 у додатку Д.2.27 $35,21 + 106,49 + 14,98 + 29,13 + 34,95 + 67,86 +$ $21,08 \times 0,824 =$	305,989
		$M_{Ed(1-1)}$	$-R_1 e_1 = R_1 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) = -88,94 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) = -88,94 \times 0,215$ $=$	-19,122
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$305,989 + 14,98 + 0,5 \times 29,13 =$	335,534
		$M_{Ed(2-2)}$	$0,5M_{Ed(1-1)} + M_{W(2-2)} = 0,5M_{Ed(1-1)} + \frac{q_{w3}h^2}{8} =$ $= -0,5 \times 19,122 + \frac{(0,472 \cdot 3,12) \cdot 2,7^2}{8} = -9,561 + 1,342 =$	-8,219
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$305,989 + 14,98 + 29,13 + 34,95 =$	385,049
		$M_{Ed(3-3)}$	0	0

Продовження табл 3.1

Другий	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 2 у додатку Д.2.27 $35,21 + 106,49 + 2 \times (14,98 + 29,13 + 34,95) + 2 \times 67,86 + 2 \times 21,08 \times 0,746 =$	466,991
		$M_{Ed(1-1)}$	$-R_1 e_1 = R_1 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) = -88,94 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) =$ $= -88,94 \times 0,215 =$	-19,122
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$466,991 + 14,98 + 0,5 \times 29,13 =$	496,536
		$M_{Ed(2-2)}$	$0,5M_{Ed(1-1)} + M_{W(2-2)} = 0,5M_{Ed(1-1)} + \frac{q_{w2}h^2}{8} =$ $= -0,5 \times 19,122 + \frac{(0,354 \cdot 3,12) \cdot 2,7^2}{8} = -9,561 + 1,006 =$	-8,555
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$466,991 + 14,98 + 29,13 + 34,95 =$	546,051
		$M_{Ed(3-3)}$	0	0
Перший	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 2 у додатку Д.2.27 $35,21 + 106,49 + 3 \times (14,98 + 29,13 + 34,95) + 3 \times 67,86 + 3 \times 21,08 \times 0,7 =$	626,728
		$M_{Ed(1-1)}$	$-R_1 e_1 = R_1 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) = -88,94 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) =$ $= -88,94 \times 0,215 =$	-19,122
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$626,728 + 14,98 + 0,5 \times 29,13 =$	656,273
		$M_{Ed(2-2)}$	$0,5M_{Ed(1-1)} + M_{W(2-2)} = 0,5M_{Ed(1-1)} + \frac{q_{w2}h^2}{8} =$ $= -0,5 \times 19,122 + \frac{(0,354 \cdot 3,12) \cdot 2,7^2}{8} = -9,561 + 1,006 =$	-8,555
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$626,728 + 14,98 + 29,13 + 34,95 =$	705,788
		$M_{Ed(3-3)}$	0	0

3.3. Конструктивний розрахунок зовнішньої несучої стіни

За результатами розрахунку стіни необхідно визначити міцність каменю на стиск і клас розчину для монтажних швів.

Вітер може завдавати тиску на будівлю під будь-яким кутом у горизонтальній площині. Так як у поздовжньому напрямку просторова жорсткість будівлі значно більша, ніж у поперечному, то вплив поздовжньої складової вітрового навантаження не є суттєвим. При розрахунку враховується лише горизонтальна складова, яка в залежності від напрямку вітру може змінюватись від нуля до максимуму, що представляє собою **суму активного і пасивного тиску вітру**. Тому розрахунок необхідно проводити на максимальний тиск (рис. 2.4).

У будівлі вітрове навантаження послідовно сприймають поздовжні стіни, перекриття, які слугують опорами для цих стін і поперечні стіни, що являються опорами для перекриттів і вертикальними діафрагмами жорсткості.

У поздовжніх стінах вітрове навантаження викликає місцевий згин із площини стіни. Так як у багатоповерхових будівлях висота поверху завжди значно менше відстані між поперечними стінами, то поздовжня стіна при розрахунку на вітрове навантаження розглядається як балка, защемлена у рівні перекриттів і розраховується у короткому напрямку.

Розглядувана будівля відноситься до будівель з жорсткою конструктивною схемою.

Розрахункова схема стін для багатоповерхових будівель з жорсткою конструктивною схемою при вертикальних навантаженнях може бути прийнята у вигляді нерозрізної вертикальної багатопролітної балки з нерухомими опорами на рівні перекриттів, віддаленими один від одного на відстані, що дорівнює висоті поверху. Для спрощення розрахунку нерозрізна балка замінюється **однопролітними балками з шарнірними опорами** на рівні обпирання перекриттів.

Розрахункова вісь стіни (балки) приймається такою, що збігається з її геометричною віссю, яка проходить через центр поперечних перерізів стіни.

В межах кожного поверху на стіну діють наступні навантаження:

- 1) від вище розташованих поверхів N ;
- 2) від перекриття, яке розташоване на поверхом, що розглядається R_1 ;
- 3) власна вага окремих ділянок стіни G_1, G_2, G_3 .

Навантаження N приймається прикладеним центрально по осі стіни вище розташованого поверху (у разі однакової товщини стіни на нижньому і на верхньому поверхах, інакше, у разі різної товщини стін, необхідно врахувати ексцентриситет), а навантаження від перекриття R_1 з ексцентриситетом в одну сторону – у центрі ваги трикутної епюри розподілу тиску під опорою перекриття, але не далі $0,45t$ (t – товщина стіни). Інші навантаження, які діють в межах даного поверху, вважаються прикладеними з фактичними ексцентриситетами відносно розрахункової осі (додаток Д.2.27).

Виконаємо розрахунок найбільш навантаженого простінку першого поверху висотою $h = 2,7$ м і перевіримо міцність кладки у перерізах 1-1, 2-2, 3-3.

Варіант №1 (розрахунок несучої здатності зовнішньої стіни за спрощеною розрахунковою схемою стиснутого стержня)

Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності Φ_t для перерізу

1-1 та перерізу 3-3.

1. Визначаємо ефективну товщину стіни

Згідно табл. Д.2.24 коефіцієнт жорсткості $\rho_t = 1,0$. Тоді

$$t_{ef} = t \cdot \rho_t = 510 \cdot 1,0 = 510 \text{ мм} = 0,51 \text{ м}$$

2. Визначаємо ефективну висоту стіни

Згідно умов задачі та табл. Д.2.25 при опиранні залізобетонного перекриття з одного боку на довжині $c_1 = 120 \neq \left(\frac{2}{3}\right)t = \left(\frac{2}{3}\right)510 = 340$ мм і при значенні ексцентриситету $e = (t/2 - c_1/3) = (0,51/2 - 0,12/3) = 0,215 \neq 0,25t = 0,25 \cdot 0,51 = 0,1275$ мм (обидві умови не виконуються), значення понижаючого коефіцієнта зменшення висоти стіни $\rho_2 = 1,0$.

Тоді ефективна висота стіни

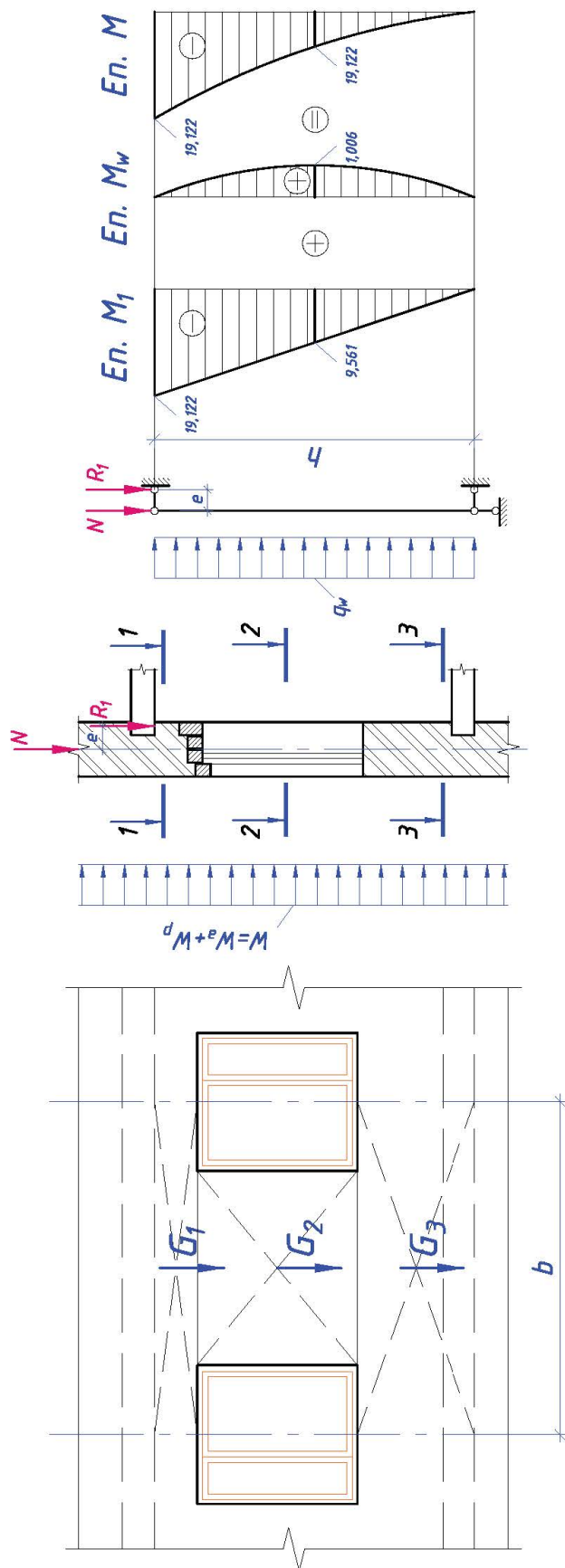
$$h_{ef} = h \cdot \rho_2 = 2,7 \cdot 1,0 = 2,7 \text{ м} = 2700 \text{ мм}.$$

3. Знаходимо коефіцієнт гнучкості елемента в перерізі 1-1 (3-3)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2700}{510} = 5,294 < 27 \text{ – в межах допустимого.}$$

4. Початковий (випадковий) ексцентриситет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2700}{450} = 6,0 \text{ мм}$$



Правило знаків для епюри моментів:

знак «-» – розтягнута ліва (зовнішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни;
 знак «+» – розтягнута права (внутрішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни;

Рис. 3.5. Навантаження, які діють на стіну і ексцентриситети їх прикладання.

5. Ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) внаслідок згинальних моментів від **горизонтальних** навантажень, якщо такі мають місце у перерізі (наприклад, від вітру або тиску ґрунту):

$$e_{he} = \frac{M_{W(1-1)}(M_{W(3-3)})}{N_{Ed(1-1)}(N_{Ed(3-3)})} = 0$$

Оскільки, для спрощення розрахунку прийнято шарнірне опирання стіни в рівні поверхів, то даний ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) $e_{he} = 0$.

6. Ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) внаслідок **вертикального** навантаження на стіну від перекриття $N_{1d(3d)}$:

$$e_{1d} = \frac{M_{Ed(1-1)}(M_{Ed(3-3)})}{N_{Ed(1-1)}(N_{Ed(3-3)})}$$

$$e_{1d} = \frac{M_{Ed(1-1)}}{N_{Ed(1-1)}} = \frac{-19,122}{626,728} = -0,0305 \text{ м} = -30,5 \text{ мм} \quad e_{3d} = \frac{M_{Ed(3-3)}}{N_{Ed(3-3)}} = \frac{0}{705,788} = 0$$

7. Повний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну:

$$e_i = |e_{1d} + e_{he}| \pm e_{init} \geq 0,05t$$

$$e_{i1} = |e_{1d} + e_{he1}| + e_{init} = |-30,5 + 0| + 6,0 = 36,5 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм, умова}$$

виконується

Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{i1} = 36,5 \text{ мм}$.

$$e_{i3} = |e_{3d} + e_{he3}| + e_{init} = |0 + 0| + 6,0 = 6,0 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм, умова не}$$

виконується

Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{i3} = 25,5 \text{ мм}$.

8. Коефіцієнт зменшення несучої здатності в рівні нижнього (переріз 3-3) і верхнього (переріз 1-1) розрахункового перерізу Φ_i :

$$\Phi_{i1} = 1 - 2 \frac{e_{i1}}{t} = 1 - 2 \frac{36,5}{510} = 0,857; \quad \Phi_{i3} = 1 - 2 \frac{e_{i3}}{t} = 1 - 2 \frac{25,5}{510} = 0,9$$

9. Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 1-1 при умовній ширині простінку $b = 3,12 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(1-1)} = \frac{N_{Ed(1-1)}}{\Phi_{i1} A} = \frac{626,728}{0,857 \cdot 3,12 \cdot 0,51} = 459,593 \text{ кН/м}^2 = 0,46 \text{ МПа}$$

Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 3-3 при умовній ширині простінку $b = 3,12$ м визначаємо за формулою

$$f_{d(3-3)} = \frac{N_{Ed(3-3)}}{\Phi_{II} A} = \frac{705,788}{0,9 \cdot 3,12 \cdot 0,51} = 492,841 \text{ кН/м}^2 = 0,49 \text{ МПа}$$

Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності Φ_m для перерізу 2-2.

10. Ексцентриситет по середині стіни (переріз 2-2) внаслідок згинальних моментів від горизонтальних навантажень, якщо такі мають місце у перерізі (наприклад, від вітру або тиску ґрунту):

$$e_{hm} = \frac{M_{W(2-2)}}{N_{Ed(2-2)}} = \frac{1,006}{656,273} = 0,00153 \text{ м} = 1,53 \text{ мм}$$

11. Ексцентриситет в перерізі 2-2 внаслідок вертикального навантаження на стіну від перекриття N_{2d} :

$$e_{md} = \frac{M_{Ed(2-2)}}{N_{Ed(2-2)}} = \frac{-8,555}{656,273} = -0,01304 \text{ м} = -13,04 \text{ мм}$$

12. Повний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну:

$$e_m = |e_{md} + e_{hm}| + e_{init} = |-13,04 + 1,53| + 6,0 = 17,51 \text{ мм.}$$

13. Ексцентриситет в перерізі 2-2 внаслідок повзучості (ϕ_∞ згідно табл. Д.2.10):

$$e_k = 0,002 \phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{e_m t} = 0,002 \cdot 1,5 \cdot \frac{2700}{510} \sqrt{17,51 \cdot 510} = 1,5 \text{ мм.}$$

14. Сумарний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну в перерізі 2-2:

$$e_{mk} = e_m + e_k = 17,51 + 1,5 = 19,01 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм, умова не виконується. Для подальших розрахунків приймаємо } e_{mk} = 25,5 \text{ мм.}$$

15. Коефіцієнт

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{25,5}{510} = 0,9$$

16. Для глиняної цегли згідно табл. Д.2.9 пружна характеристика кладки $K_E = 750$.

17. Модуль пружності кладки $E = K_E f_k$.

18. Коефіцієнт гнучкості стіни в перерізі 2-2

$$19. \quad \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{K_E f_k}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{1}{K_E}} = \frac{2700}{510} \sqrt{\frac{1,0}{750}} = 0,193$$

20. Коефіцієнт

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,193 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{25,5}{510}} = 0,194$$

21. Коефіцієнт зменшення несучої здатності Φ_m в перерізу 2-2:

$$\Phi_{m2} = A_e \frac{u^2}{2} = 0,9 \cdot 2,71^{\frac{(0,194)^2}{2}} = 0,883$$

22. Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 2-2 при ширині простінку $b = 1,82$ м визначаємо за формулою

$$f_{d(2-2)} = \frac{N_{Ed(2-2)}}{\Phi_{m2} A} = \frac{656,273}{0,883 \cdot 1,82 \cdot 0,51} = 800,723 \text{ кН/м}^2 = 0,8 \text{ МПа}$$

Згідно проведеного розрахунку необхідна характеристична міцність кладки для відповідних перерізів потрібна:

переріз 1-1: $f_{k(1-1)} = f_{d(1-1)} \cdot \gamma_M = 0,46 \cdot 2,0 = 0,92 \text{ МПа}$

переріз 2-2: $f_{k(2-2)} = f_{d(2-2)} \cdot \gamma_M = 0,8 \cdot 2,0 = 1,6 \text{ МПа}$

переріз 3-3: $f_{k(3-3)} = f_{d(3-3)} \cdot \gamma_M = 0,49 \cdot 2,0 = 0,98 \text{ МПа}$

Для забезпечення міцності стіни при діючому навантаженні необхідно підібрати камінь і розчин. Згідно табл. Д.2.11 приймемо міцність каменю 4 МПа, а клас розчину М2,5 – для яких характеристична міцність кладки $f_k = 1,9$ МПа, що більше максимально необхідної міцності $f_{k(2-2)} = 1,6$ МПа.

Отже, підібрані міцність каменю 4 МПа та клас розчину загального призначення М2,5 забезпечують міцність кладки при діючих навантаженнях.

Варіант №2 (розрахунок несучої здатності зовнішньої стіни за спрощеною розрахунковою схемою рами)

Розрахункові значення зовнішньої поздовжньої сили в розрахункових перерізах фрагмента стіни обчислюємо шляхом складання всього вище розташованого вертикального навантаження, включаючи власну вагу стіни.

Таблиця 3.2

Поздовжні сили у перерізах зовнішньої стіни

Поверх	Переріз	Позначення зусиль	Формула для визначення поздовжнього зусилля або моменту	Зусилля, N (кН) або M (кН·м)
Четвертий	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 3 у додатку Д.2.27 $N + R_1 = 35,21 + 106,49 =$	141,7
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$35,21 + 106,49 + 14,98 + 0,5 \times 29,13 =$	171,245
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$35,21 + 106,49 + 14,98 + 29,13 + 34,95 =$	220,76
Третій	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 3 у додатку Д.2.27 $35,21 + 106,49 + 14,98 + 29,13 + 34,95 + 67,86 + 21,08 \times 0,824 =$	305,989
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$305,989 + 14,98 + 0,5 \times 29,13 =$	335,534
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$305,989 + 14,98 + 29,13 + 34,95 =$	385,049
Другий	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 3 у додатку Д.2.27 $35,21 + 106,49 + 2 \times (14,98 + 29,13 + 34,95) + 2 \times 67,86 + 2 \times 21,08 \times 0,746 =$	466,991
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$466,991 + 14,98 + 0,5 \times 29,13 =$	496,536
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$466,991 + 14,98 + 29,13 + 34,95 =$	546,051
Перший	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 3 у додатку Д.2.27 $35,21 + 106,49 + 3 \times (14,98 + 29,13 + 34,95) + 3 \times 67,86 + 3 \times 21,08 \times 0,7 =$	626,728
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$626,728 + 14,98 + 0,5 \times 29,13 =$	656,273
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$626,728 + 14,98 + 29,13 + 34,95 =$	705,788

Розрахункові значення згинальних моментів у розрахункових перерізах фрагмента стіни першого поверху визначаємо за формулою для спрощеної схеми рами (табл. Д.2.28). При цьому, зважаючи на відсутність елемента № 3 схеми, нехтуємо величинами у формулі, що його стосуються.

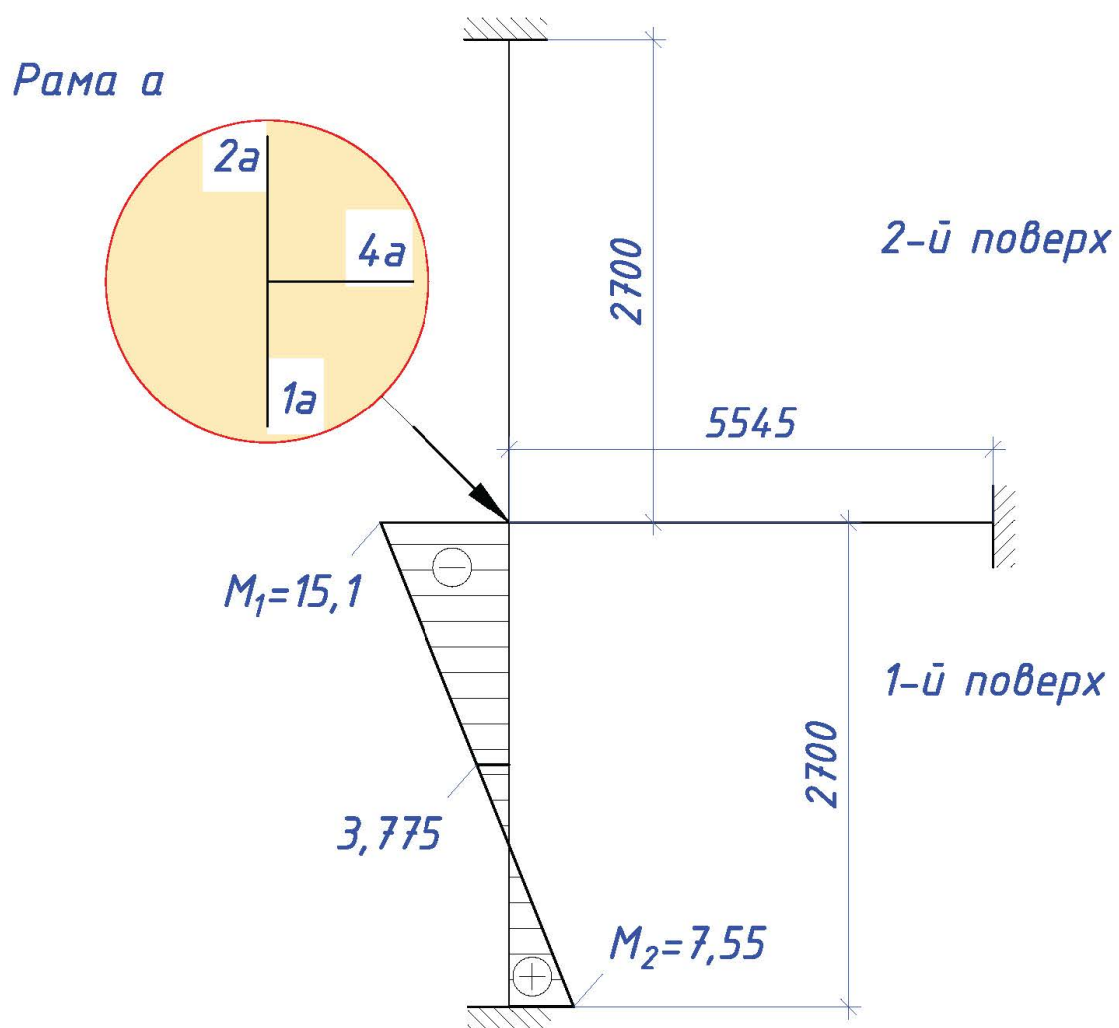


Рис. 3.6. Епюра моментів у зовнішній стіні 1-го поверху за спрощеною розрахунковою схемою рами.

Значення моменту у верхньому перерізі вертикального елемента рами:

$$M_1 = M_{Ed(1-1)} = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[0 - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] =$$

$$= \frac{\frac{4 \cdot 1425 \cdot 0,0345}{2,7}}{\frac{4 \cdot 1425 \cdot 0,0345}{2,7} + \frac{4 \cdot 1425 \cdot 0,0345}{2,7} + \frac{3 \cdot 30000 \cdot 0,00277}{5,545}} \left[0 - \frac{10,283 \cdot 5,545^2}{4(3-1)} \right] = -15,1 \text{ кНм}$$

У наведеній формулі $n_1 = n_2 = 4$ – коефіцієнти жорсткості для елементів, зафіксованих з обох боків (так як $\rho_2 = 1,0$); $n_4 = 3$ – в інших випадках.

E_i – модуль пружності i -го вертикального елемента рами, де $i=1, 2$.
Модуль пружності кам'яної кладки при $f_k = 1,9$ МПа (для міцності каменю 4 МПа та класу розчину М2,5):

$$E_1 = E_2 = K_E f_k = 750 f_k = 750 \times 1,9 = 1425 \text{ МПа.}$$

$E_4 = E_{cm} = 30\,000$ МПа – модуль пружності бетону класу С20/25 за табл. 3.1 ДБН В.2.6-98:2009.

I_i – момент інерції площі поперечного перерізу i -го елемента рами шириною $b = 3,12$ м, де $i=1, 2, 3, 4$.

$$I_1 = I_2 = \frac{bt^3}{12} = \frac{3,12 \cdot 0,51^3}{12} = 0,0345 \text{ м}^4; \quad I_4 = \frac{bt^3}{12} = \frac{3,12 \cdot 0,22^3}{12} = 0,00277 \text{ м}^4;$$

$h_1 = 2,7$ м – габаритна висота елемента 1 (стіни) у проясненні;

$h_2 = 2,7$ м – габаритна висота елемента 2 (стіни) у проясненні;

$l_4 = 5,545$ м – проліт елемента 4 (плити перекриття) у чистоті;

$q_4 = 10,283 \times 1,0 = 10,283$ кН/м – розрахункове значення рівномірно розподіленого навантаження на елемент 4 (плити перекриття) у чистоті;

Згинальний момент M_2 на другому (нижньому) кінці вертикального стержня знаходимо за правилами будівельної механіки як для статично невизначеного однопролітного елемента:

$$M_{Ed(3-3)} = -\frac{M_{Ed(1-1)}}{2} = -\frac{(-15,1)}{2} = 7,55 \text{ кН·м}$$

Однак, на зовнішню стіну, крім зазначених вище навантажень (які були прикладені до рами) діє ще вітрове навантаження. Так, в межах першого поверху будинку згідно схеми №2 табл. Д.2.26 значення згинального моменту від вітрового навантаження будуть:

$$M_{W(1-1)} = M_{W(3-3)} = -\frac{q_{w1}h^2}{12} = -\frac{(0,354 \cdot 3,12) \cdot 2,7^2}{12} = -0,671 \text{ кНм};$$

$$M_{W(2-2)} = \frac{q_{w1}h^2}{24} = \frac{(0,354 \cdot 3,12) \cdot 2,7^2}{24} = 0,335 \text{ кНм}.$$

Сумарні значення епюри моментів показані на рис. 3.7.

Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності Φ_i для перерізу

1-1 та перерізу 3-3.

1. Визначаємо ефективну товщину стіни

Згідно табл. Д.2.24 коефіцієнт жорсткості $\rho_t = 1,0$. Тоді

$$t_{ef} = t \cdot \rho_t = 510 \cdot 1,0 = 510 \text{ мм} = 0,51 \text{ м}$$

2. Визначаємо ефективну висоту стіни

Згідно умов задачі та табл. Д.2.25 при опиранні залізобетонних перекриттів з обох боку на довжину $c_1 = 120 \neq \left(\frac{2}{3}\right)t = \left(\frac{2}{3}\right)510 = 340 \text{ мм}$ і при значенні ексцентриситету $e = (t/2 - c_1/3) = (0,51/2 - 0,12/3) = 0,215 \neq 0,25t = 0,25 \cdot 0,51 = 0,1275 \text{ мм}$ (обидві умови не виконуються), значення понижаючого коефіцієнта зменшення висоти стіни $\rho_2 = 1,0$.

Тоді ефективна висота стіни

$$h_{ef} = h \cdot \rho_2 = 2,7 \cdot 1,0 = 2,7 \text{ м} = 2700 \text{ мм}.$$

3. Знаходимо коефіцієнт гнучкості елемента в перерізі 1-1 (3-3)

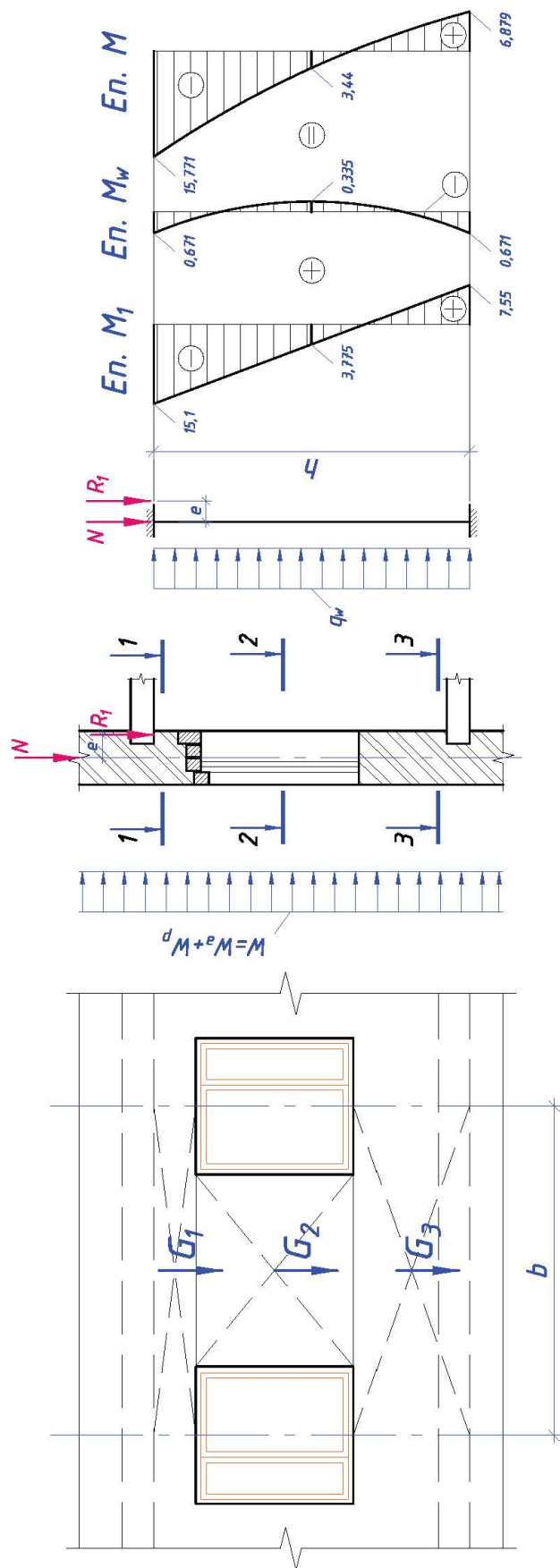
$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,7}{0,51} = 5,29 < 27 - \text{в межах допустимого}.$$

4. Початковий (випадковий) ексцентриситет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2700}{450} = 6,0 \text{ мм}$$

5. Ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) внаслідок згинальних моментів від **горизонтальних** навантажень, якщо такі мають місце у перерізі (наприклад, від вітру або тиску ґрунту):

$$e_{he1} = \frac{M_{W(1-1)}}{N_{Ed(1-1)}} = \frac{-0,671}{626,728} = -0,00107 \text{ м} = -1,07 \text{ мм} \quad e_{he3} = \frac{M_{W(3-3)}}{N_{Ed(3-3)}} = \frac{-0,671}{705,788} = -0,00095 \text{ м} = -0,95 \text{ мм}$$



Правило знаків для епори моментів:

знак «-» – розтягнута ліва (зовнішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни;
 знак «+» – розтягнута права (внутрішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни.

Рис. 3.7. Навантаження, які діють на стіну і ексцентриситети їх прикладання.

6. Ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) внаслідок **вертикального** навантаження на стіну від перекриття $N_{1d(3d)}$:

$$e_{1d} = \frac{M_{Ed(1-1)}(M_{Ed(3-3)})}{N_{Ed(1-1)}(N_{Ed(3-3)})}$$

$$e_{1d} = \frac{M_{Ed(1-1)}}{N_{Ed(1-1)}} = \frac{-15,771}{626,728} = -0,0252 \text{ м} = -25,2 \text{ мм} \quad e_{3d} = \frac{M_{Ed(3-3)}}{N_{Ed(3-3)}} = \frac{6,879}{705,788} = 0,00975 \text{ м} = 9,75 \text{ мм}$$

7. Повний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну:

$$e_i = |e_{1d} + e_{he}| \pm e_{init} \geq 0,05t$$

$$e_{i1} = |e_{1d} + e_{he1}| + e_{init} = |-25,2 - 1,07| + 6,0 = 32,27 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм},$$

умова виконується. Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{i1} = 32,27 \text{ мм}$.

$$e_{i3} = |e_{3d} + e_{he3}| + e_{init} = |9,75 - 0,95| + 6,0 = 14,8 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм},$$

умова не виконується. Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{i3} = 25,5 \text{ мм}$.

8. Коефіцієнт зменшення несучої здатності в рівні нижнього (переріз 3-3) і верхнього (переріз 1-1) розрахункового перерізу Φ_i :

$$\Phi_{i1} = 1 - 2 \frac{e_{i1}}{t} = 1 - 2 \frac{32,27}{510} = 0,873; \quad \Phi_{i3} = 1 - 2 \frac{e_{i3}}{t} = 1 - 2 \frac{25,5}{510} = 0,9$$

9. Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 1-1 при умовній ширині простінку $b = 3,12 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(1-1)} = \frac{N_{Ed(1-1)}}{\Phi_{i1} A} = \frac{626,728}{0,873 \cdot 3,12 \cdot 0,51} = 451,169 \text{ кН/м}^2 = 0,45 \text{ МПа}$$

Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 3-3 при умовній ширині простінку $b = 3,12 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(3-3)} = \frac{N_{Ed(3-3)}}{\Phi_{i3} A} = \frac{705,788}{0,9 \cdot 3,12 \cdot 0,51} = 492,841 \text{ кН/м}^2 = 0,49 \text{ МПа}$$

Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності Φ_m для перерізу 2-2.

10. Ексцентриситет по середині стіни (переріз 2-2) внаслідок згинальних моментів від горизонтальних навантажень, якщо такі мають місце у перерізі (наприклад, від вітру або тиску ґрунту):

$$e_{hm} = \frac{M_{W(2-2)}}{N_{Ed(2-2)}} = \frac{0,335}{656,273} = 0,00051 \text{ м} = 0,51 \text{ мм}$$

11. Ексцентриситет в перерізі 2-2 внаслідок **вертикального** навантаження на стіну від перекриття N_{2d} :

$$e_{md} = \frac{M_{Ed(2-2)}}{N_{Ed(2-2)}} = \frac{-3,44}{656,273} = -0,00524 \text{ м} = -5,24 \text{ мм}$$

12. Повний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну:

$$e_m = |e_{md} + e_{hm}| + e_{int} = |-5,24 + 0,51| + 6,0 = 10,73 \text{ мм.}$$

13. Ексцентриситет в перерізі 2-2 внаслідок повзучості (ϕ_∞ згідно табл. Д.2.10):

$$e_k = 0,002\phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{e_m t} = 0,002 \cdot 1,5 \cdot \frac{2700}{510} \sqrt{10,73 \cdot 510} = 1,17 \text{ мм.}$$

14. Сумарний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну в перерізі 2-2:

$$e_{mk} = e_m + e_k = 10,73 + 1,17 = 11,9 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм, умова не виконується. Для подальших розрахунків приймаємо } e_{mk} = 25,5 \text{ мм.}$$

15. Коефіцієнт

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{25,5}{510} = 0,9$$

16. Для глиняної цегли згідно табл. Д.2.9 пружна характеристика кладки $K_E = 750$.

17. Модуль пружності кладки $E = K_E f_k$.

18. Коефіцієнт гнучкості стіни в перерізі 2-2

$$19. \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{K_E f_k}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{1}{K_E}} = \frac{2700}{510} \sqrt{\frac{1,0}{750}} = 0,193$$

20. Коефіцієнт

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,193 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{25,5}{510}} = 0,194$$

21. Коефіцієнт зменшення несучої здатності Φ_m в перерізу 2-2:

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,9 \cdot 2,71^{-\frac{(0,194)^2}{2}} = 0,883$$

22. Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 2-2 при ширині простінку $b = 1,82 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(2-2)} = \frac{N_{Ed(2-2)}}{\Phi_{m2} A} = \frac{656,273}{0,883 \cdot 1,82 \cdot 0,51} = 800,723 \text{ кН/м}^2 = 0,8 \text{ МПа}$$

Згідно проведеного розрахунку необхідна характеристична міцність кладки для відповідних перерізів потрібна:

переріз 1-1: $f_{k(1-1)} = f_{d(1-1)} \cdot \gamma_M = 0,45 \cdot 2,0 = 0,9 \text{ МПа}$

переріз 2-2: $f_{k(2-2)} = f_{d(2-2)} \cdot \gamma_M = 0,8 \cdot 2,0 = 1,6 \text{ МПа}$

переріз 3-3: $f_{k(3-3)} = f_{d(3-3)} \cdot \gamma_M = 0,49 \cdot 2,0 = 0,98 \text{ МПа}$

Для забезпечення міцності стіни при діючому навантаженні необхідно підібрати камінь і розчин. Згідно табл. Д.2.11 прийmemo міцність каменю 4 МПа, а клас розчину М2,5 – для яких характеристична міцність кладки $f_k = 1,9$ МПа, що більше максимально необхідної міцності $f_{k(2-2)} = 1,6$ МПа.

Отже, підібрані міцність каменю 4 МПа та клас розчину загального призначення М2,5 забезпечують міцність кладки при діючих навантаженнях.

4. ПЕРЕМИЧКИ

4.1. Перемички над віконними та дверними прорізами

Перемичка – залізобетонна конструкція, що виготовляється з важкого бетону і являє собою стержневий елемент, призначений для перекриття отворів у цегляних стінах будівель різного призначення (табл. Д.3.5 – табл. Д.3.5.7).

Перемички можуть бути монолітними, збірними або металевими. У випадку монолітної перемички вона може влаштовуватись відразу на всю ширину стіни. При використанні збірних перемичок, в залежності від товщини стіни, перемичка може складатись із кількох розташованих поруч перемичок (пакет перемичок).

Тут потрібно звернути увагу, що пакет перемичок складатиметься з різних перемичок. З боку опирання перекриття встановлюється несуча перемичка (несуча здатність – не менше 7,85 кН/м або 800 кг/м). З того боку, де плита не спирається, можна встановити одну або декілька ненесучих перемичок, які мають витримувати лише вагу кладки над ними.

Виходить, щоб визначити, чи потрібна несуча перемичка, треба підрахувати висоту кладки над нею і порівняти цю висоту кладки з розрахунковим прольотом перемички. Якщо висота кладки більша за розрахунковий проліт (при будівництві в літніх умовах), то перемичка, що несе, не потрібна. Пояснити це просто: при певній висоті стіни над отвором достатньо власної несучої здатності (ефект самонесучого склепіння – трикутник з бічними гранями нахиленими під кутом 60 градусів), допомога перемички їй не потрібна.

Перемички розраховані на навантаження від власної ваги, ваги цегляної кладки над ними і перекриття. Прогини перемичок визначені від дії постійних і тривалих навантажень. На перемички для яких розрахункове навантаження складає менше 7,85 кН/м (800 кг/м), опирання перекриття не передбачено, вага цегляної кладки для них враховується як короткочасне навантаження.

Тобто, крім власної ваги перемички потрібно враховувати навантаження від висоти кладки (постійна), від ваги перекриття (постійна), а також тимчасове навантаження на перекриття.

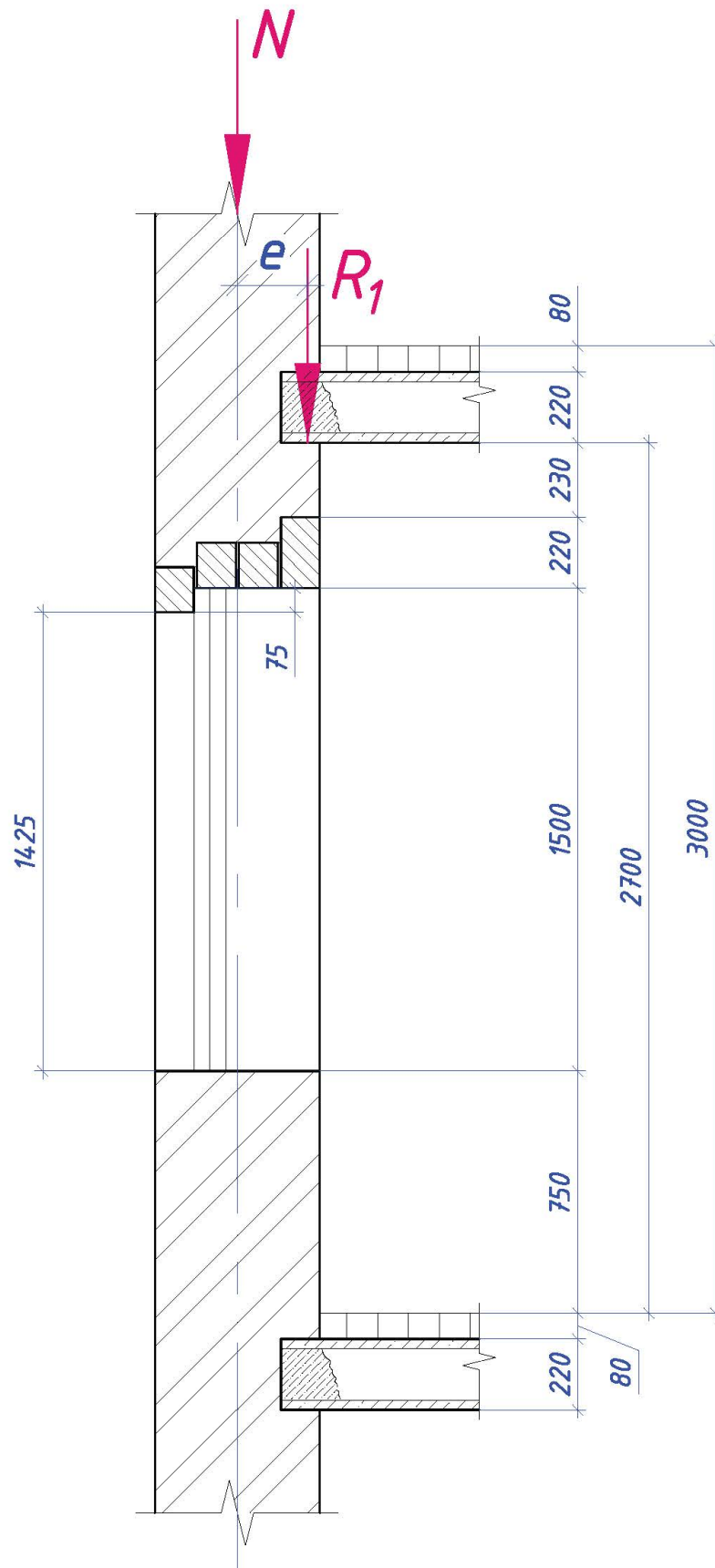


Рис 4.1. Розташування віконного прорізу по висоті стіни в межах перевірки.

4.2. Підбір перемички над віконним прорізом

Підбираємо перемичку для отвору шириною 1,3 м у несучій стіні, що несе, товщиною 510 мм з опиранням перекриття з одного боку. Визначаємо, чи потрібна несуча перемичка у даному випадку.

Висота кладки над перемичкою (у припущенні, що висота перемички буде 220 мм) складає:

$$450 - 220 = 230 \text{ мм} = 0,23 \text{ м}$$

Попередньо підбираємо несучу перемичку (табл. Д.3.5.4), виходячи з розмірів отвору та мінімальної глибини спирання (передбачаючи її для початку рівною 0,17 м).

Мінімальна довжина перемички:

$$1,3 + 2 \times 0,17 = 1,64 \text{ м},$$

тобто підходить перемичка ЗПБ18-8 (переріз 0,12х0,22 м, вага 119 кг, мінімальна глибина спирання 0,17 м, загальна довжина 1,81 м, допустиме розрахункове повне навантаження 7,85 кН/м, розрахунковий проліт 1,64 м).

Порівнюємо розрахунковий проліт перемички з висотою кладки над перемичкою:

$$1,64 \text{ м} > 0,23 \text{ м} - \text{несуча перемичка потрібна.}$$

4.3. Підбір несучої перемички

1. Розрахункове постійне навантаження на погонний метр несучої перемички від кладки над перемичкою з урахуванням власної ваги перемички (тут 1,1 – коефіцієнт надійності за навантаженням; 1800 кг/м^3 – об'ємна вага кладки):

$$1,1 \times 0,12 \times 0,23 \times 18000 + 1,1 \times 119 \times 9,81 / 1,81 = 1256 \text{ Н/м} = 1,256 \text{ кН/м}$$

2. Проліт перекриття (половина прольоту), з якого доводиться навантаження на перемичку:

$$0,5 \times 6,0 = 3,0 \text{ м}$$

3. Згідно табл. 2.1 повне навантаження на перекриття складає $10,283 \text{ кН/м}^2$.

Тоді навантаження на перемичку буде:

$$10,283 \times 3,0 = 30,849 \text{ кН/м}$$

4. Разом розрахункове повне навантаження на перемичку **ЗПБ18-8** :

$$1,256 + 30,849 = \mathbf{32,105 \text{ кН/м}} > 7,85 \text{ кН/м}$$

Отримане навантаження значно більше несучої здатності перемички **ЗПБ18-8**. Приймаємо наступну за несучою здатністю перемичку **ЗПБ18-37** (переріз 0,12х0,22 м, вага 119 кг, мінімальна глибина спирання 0,2 м, загальна довжина 1,81 м, допустиме розрахункове повне навантаження 37,27 кН/м, розрахунковий проліт 1,61 м).

5. Розрахункове постійне навантаження на погонний метр несучої перемички від кладки над перемичкою з урахуванням власної ваги перемички (тут 1,1 – коефіцієнт надійності за навантаженням; 1800 кг/м³ – об'ємна вага кладки):

$$1,1 \times 0,12 \times 0,23 \times 18000 + 1,1 \times 119 \times 9,81 / 1,81 = 1137 \text{ Н/м} = 1,256 \text{ кН/м}$$

6. Разом розрахункове повне навантаження на перемичку **ЗПБ18-37** :

$$1,256 + 30,849 = \mathbf{32,105 \text{ кН/м}} < 37,27 \text{ кН/м}$$

Отримане навантаження менше несучої здатності перемички **ЗПБ18-37**, умова виконується.

7. Уточнимо необхідну довжину перемички, виходячи з мінімальної глибини спирання:

$$1,3 + 2 \times 0,2 = 1,7 \text{ м} < 1,81 \text{ м}$$

4.4. Підбір ненесучої перемички

1. Товщина стіни, що залишилася, для якої необхідна ненесуча перемичка:

$$0,51 - 0,12 = 0,39 \text{ м,}$$

отже, для підтримання такої ширини кладки необхідно три брускові перемички шириною 0,12 м кожна.

Попередньо підбираємо перемичку (табл. Д.3.5.4), виходячи з розмірів отвору та мінімальної глибини спирання (передбачаючи її для початку рівною 0,1 м).

Мінімальна довжина перемички:

$$1,3 + 2 \times 0,1 = 1,5 \text{ м,}$$

тобто підходить перемичка **2ПБ16-2** (переріз 0,12х0,14 м, вага 65 кг, мінімальна глибина спирання 0,1 м, довжина 1,55 м, допустиме розрахункове навантаження 2,45 кН/м, розрахунковий проліт 1,45 м).

2. Висота кладки над перемичкою (у припущенні, що висота перемички буде 220 мм) складає:

$$450 - 140 = 310 \text{ мм} = 0,31 \text{ м}$$

3. Висота кладки, навантаження від якої враховується (рівна розрахункового 1/3 прольоту – при кладці в літніх умовах):

$$1,45/3 = 0,483 \text{ м.}$$

Розрахункове навантаження на погонний метр однієї перемички з урахуванням її власної ваги (тут 1,1 – коефіцієнт надійності за навантаженням; 1800 кг/м³ – об'ємна вага кладки):

$$1,1 \times 0,12 \times 0,483 \times 18000 + 1,1 \times 65 \times 9,81 / 1,55 = 1600 \text{ Н/м} = 1,6 \text{ кН/м} < 2,45 \text{ кН/м,}$$

умова виконується.

Отже остаточно приймаємо над віконним прорізом пакет з однієї несучої перемички **ЗПБ18-37** та 3-х перемичок **2ПБ16-2**. Несучу перемичку необхідно встановити з боку спирання плит перекриття (рис. 4.2).

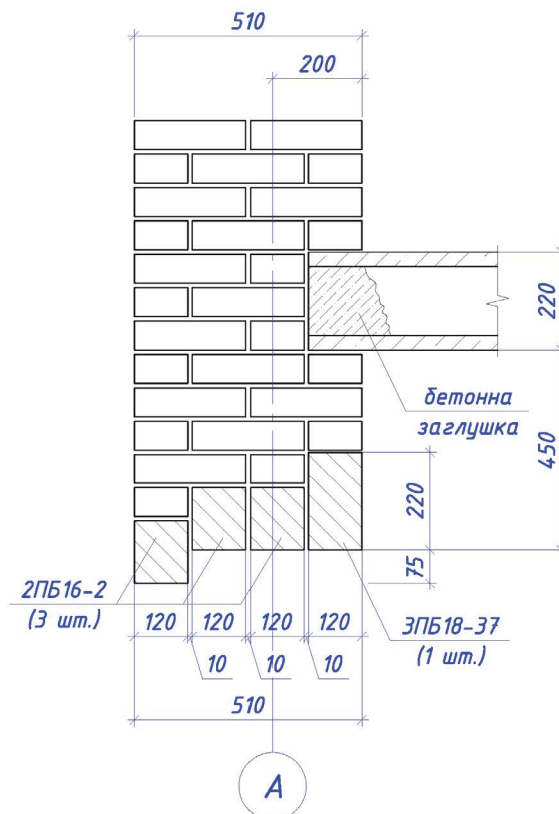


Рис. 4.2. Конструкція віконної перемички.

5. ВНУТРІШНЯ СТІНА

5.1. Статичний розрахунок внутрішньої стіни

Для розрахунку внутрішньої стіни товщиною 510 мм по осі Б візьмемо її фрагмент шириною 1,0 м, оскільки у даній стіні майже відсутні прорізи (рис. 2.9). Площа перерізу такого фрагменту – $1,0 \times 0,51 = 0,51 \text{ м}^2$.

Відстань між внутрішніми гранями поздовжніх стін по осям А, Б і В складає відповідно 2,454 м і 2,09 м. Тоді вантажна площа, з якої передається навантаження від покриття і перекриття буде відповідно

$$A_{n2} = 0,5 \times 5,545 \times 1,0 = 2,773 \text{ м}^2; \quad A_{n3} = 0,5 \times 2,09 \times 1,0 = 1,045 \text{ м}^2$$

Оскільки, зазначені вище вантажні площі $A_n < A_1 = 9 \text{ м}^2$, то понижаючі коефіцієнти ψ_{n1} , ψ_{A1} для тимчасового (корисного) навантаження згідно ДБН В.1.2-2:2006 [1] у даному випадку не застосовуємо.

Вертикальне навантаження на внутрішню стіну, яке зібране з вантажної площі A_{n2} дорівнює:

від покриття:

постійне – $10,032 \times 2,773 = 27,82 \text{ кН}$

тимчасове – $2,28 \times 2,773 = 6,32 \text{ кН}$

повне – $F_1 = 27,82 + 6,32 = 34,14 \text{ кН}$

від перекриття:

постійне – $7,845 \times 2,773 = 21,75 \text{ кН}$

тимчасове – $2,438 \times 2,773 = 6,76 \text{ кН}$

повне – $F_1 = 21,75 + 6,76 = 28,51 \text{ кН}$

Вертикальне навантаження на внутрішню стіну, яке зібране з вантажної площі A_{n3} дорівнює:

від покриття:

постійне – $10,032 \times 1,045 = 10,48 \text{ кН}$

тимчасове – $2,28 \times 1,045 = 2,38 \text{ кН}$

повне – $F_1 = 10,48 + 2,38 = 12,86 \text{ кН}$

від перекриття:

постійне – $7,845 \times 1,045 = 8,19 \text{ кН}$

тимчасове – $2,438 \times 1,045 = 2,55 \text{ кН}$

повне – $F_1 = 8,19 + 2,55 = 10,74 \text{ кН}$

Вага 1 м^2 стіни товщиною 510 мм з штукатуркою товщиною 20 мм з обох боків:

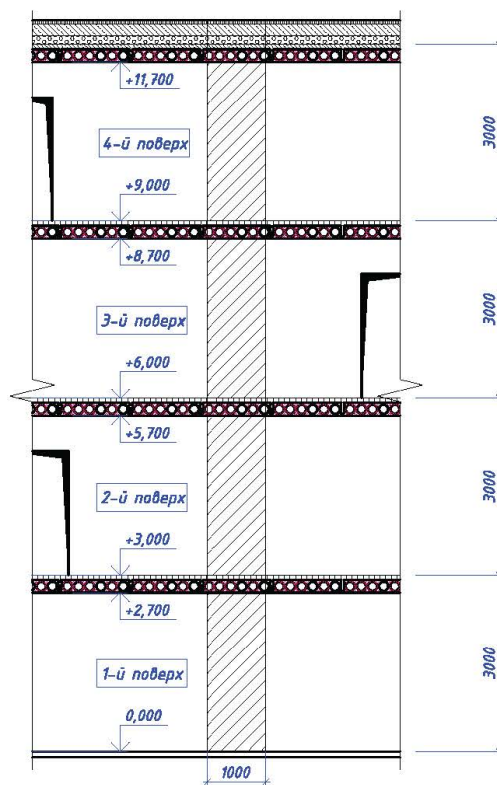
$$0,51 \times 1,0 \times 18\,000 \times 1,1 + 2 \times 0,02 \times 1,0 \times 22\,000 \times 1,3 = 11\,242 \text{ Па} = 11,24 \text{ кПа}$$

Розрахункові навантаження на фрагмент стіни (рис. 5.1):

- від стіни товщиною 510 мм висотою 2,7 м, розташованої в межах поверху з відм. +9,000 (+6,000; +3,000; 0,000) до відм. +11,700 (+8,700; +5,700; +2,700) шириною 1,0 м:

$$G_w = 11,24 \times (11,7 - 9,0) \times 1,0 = 30,348 \text{ кН}$$

Вантажна смуга для внутрішньої стіни



Вантажна площа для внутрішньої стіни

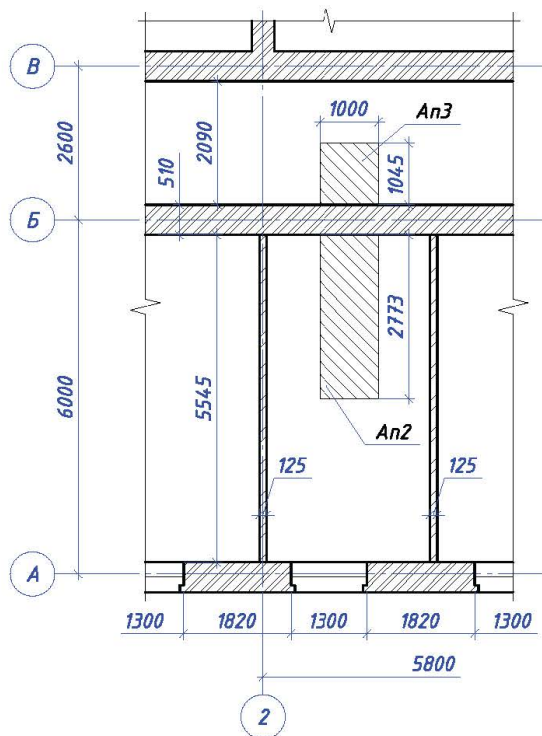


Рис. 5.1. Вантажна смуга та вантажна площа для внутрішньої стіни.

5.2. Конструктивний розрахунок внутрішньої несучої стіни

За результатами розрахунку стіни необхідно визначити міцність каменю на стиск і клас розчину для монтажних швів.

Виконаємо розрахунок найбільш навантаженого простінку першого поверху висотою $h = 2,7$ м і перевіримо міцність кладки у перерізах 1-1, 2-2, 3-3.

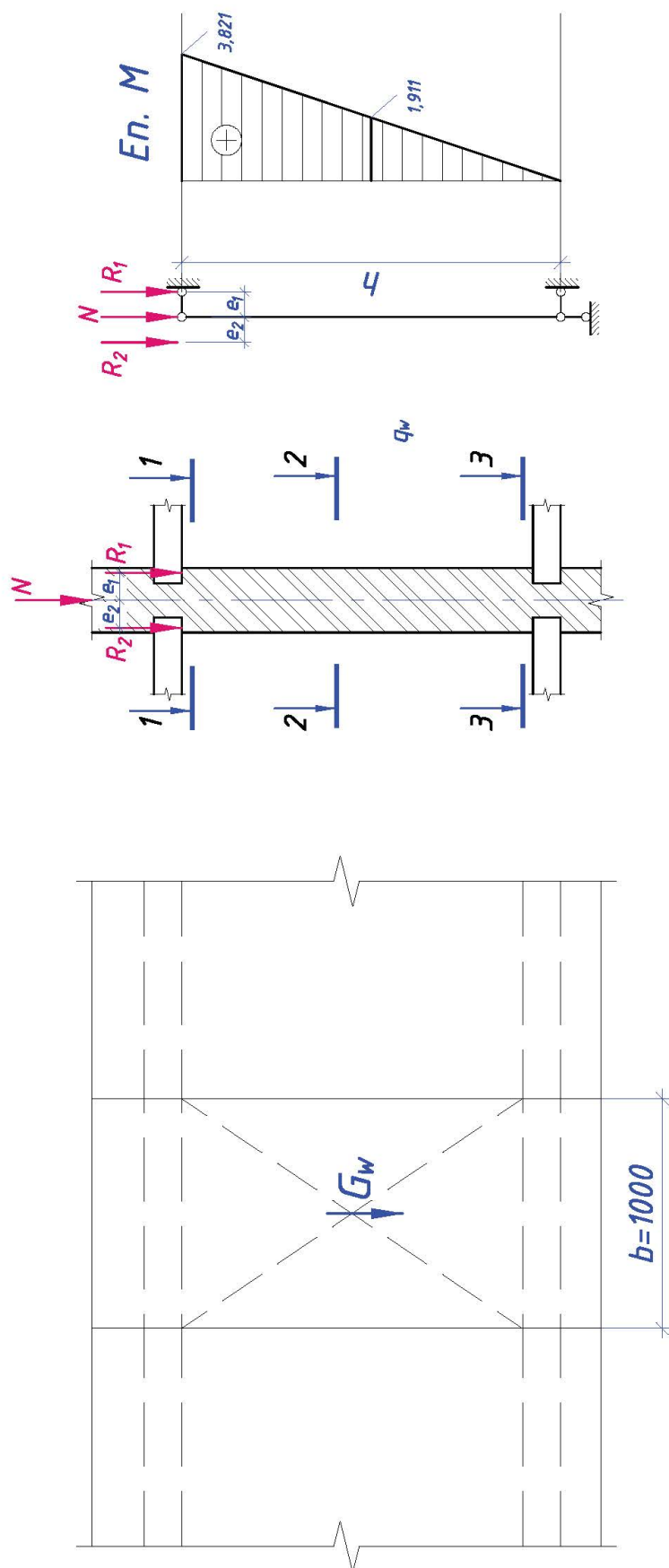
Таблиця 5.1

Поздовжні сили і моменти у перерізах стін

Поверх	Переріз	Позначення зусиль	Формула для визначення поздовжнього зусилля або моменту	Зусилля, N (кН) або М (кН·м)
Четвертий	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 1 у додатку Д.2.27 $N + R_1 + R_2 = 0 + 34,14 + 12,86 =$	47,0
		$M_{Ed(1-1)}$	$R_2 e_2 - R_1 e_1 = R_2 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_2}{3} \right) - R_1 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) =$ $= 34,14 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) - 12,86 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) =$ $= 34,14 \times 0,215 - 12,86 \times 0,215 =$	4,575
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$47,0 + 0,5 \times 30,348 =$	62,174
		$M_{Ed(2-2)}$	$0,5 M_{Ed(1-1)} = 0,5 \times 4,575 =$	2,288
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$47,0 + 30,348 =$	77,348
		$M_{Ed(3-3)}$	0	0
Третій	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 1 у додатку Д.2.27 $N + R_1 + R_2 = 77,348 + 28,51 + 10,74 =$	116,598
		$M_{Ed(1-1)}$	$R_2 e_2 - R_1 e_1 = R_2 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_2}{3} \right) - R_1 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) =$ $= 28,51 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) - 10,74 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) =$ $= 28,51 \times 0,215 - 10,74 \times 0,215 =$	3,821
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$116,598 + 0,5 \times 30,348 =$	131,772
		$M_{Ed(2-2)}$	$0,5 M_{Ed(1-1)} = 0,5 \times 3,821 =$	1,911
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$116,598 + 30,348 =$	146,946
		$M_{Ed(3-3)}$	0	0

Продовження табл 5.1

Другий	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 1 у додатку Д.2.27 $N + R_1 + R_2 = 146,946 + 28,51 + 10,74 =$	186,196
		$M_{Ed(1-1)}$	$R_2 e_2 - R_1 e_1 = R_2 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_2}{3} \right) - R_1 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) =$ $= 28,51 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) - 10,74 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) =$ $= 28,51 \times 0,215 - 10,74 \times 0,215 =$	3,821
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$186,196 + 0,5 \times 30,348 =$	201,37
		$M_{Ed(2-2)}$	$0,5 M_{Ed(1-1)} = 0,5 \times 3,821 =$	1,911
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$186,196 + 30,348 =$	216,544
		$M_{Ed(3-3)}$	0	0
Перший	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 1 у додатку Д.2.27 $N + R_1 + R_2 = 216,544 + 28,51 + 10,74 =$	255,794
		$M_{Ed(1-1)}$	$R_2 e_2 - R_1 e_1 = R_2 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_2}{3} \right) - R_1 \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) =$ $= 28,51 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) - 10,74 \left(\frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} \right) =$ $= 28,51 \times 0,215 - 10,74 \times 0,215 =$	3,821
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$255,794 + 0,5 \times 30,348 =$	270,968
		$M_{Ed(2-2)}$	$0,5 M_{Ed(1-1)} = 0,5 \times 3,821 =$	1,911
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$255,794 + 30,348 =$	286,142
		$M_{Ed(3-3)}$	0	0



Правило знаків для епори моментів:

знак «-» – розтягнута ліва (зовнішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни;

знак «+» – розтягнута права (внутрішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни.

Рис. 5.2. Навантаження, які діють на стіну і ексцентриситети їх прикладання.

Варіант №1 (розрахунок несучої здатності внутрішньої стіни за спрощеною розрахунковою схемою стиснутого стержня)

Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності ρ_i для перерізу

1-1 та перерізу 3-3.

1. Визначаємо ефективну товщину стіни

Згідно табл. Д.2.24 коефіцієнт жорсткості $\rho_t = 1,0$. Тоді

$$t_{ef} = t \cdot \rho_t = 510 \cdot 1,0 = 510 \text{ мм} = 0,51 \text{ м}$$

2. Визначаємо ефективну висоту стіни

Згідно умов задачі та табл. Д.2.25 при опиранні залізобетонних перекриттів з обох боку на довжину $c_1 = 120 \neq \left(\frac{2}{3}\right)t = \left(\frac{2}{3}\right)510 = 340 \text{ мм}$ і при значенні ексцентриситету $e = (t/2 - c_1/3) = (0,51/2 - 0,12/3) = 0,215 \neq 0,25t = 0,25 \cdot 0,51 = 0,1275 \text{ мм}$ (обидві умови не виконуються), значення понижаючого коефіцієнта зменшення висоти стіни $\rho_2 = 1,0$.

Тоді ефективна висота стіни

$$h_{ef} = h \cdot \rho_2 = 2,7 \cdot 1,0 = 2,7 \text{ м} = 2700 \text{ мм}.$$

3. Знаходимо коефіцієнт гнучкості елемента в перерізі 1-1 (3-3)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,7}{0,51} = 5,29 < 27 - \text{в межах допустимого.}$$

4. Початковий (випадковий) ексцентриситет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2700}{450} = 6,0 \text{ мм}$$

5. Ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) внаслідок згинальних моментів від **горизонтальних** навантажень, якщо такі мають місце у перерізі (наприклад, від вітру або тиску ґрунту):

$$e_{he} = \frac{M_{W(1-1)}(M_{W(3-3)})}{N_{Ed(1-1)}(N_{Ed(3-3)})} = 0$$

Оскільки, на внутрішню стіну не діє ніяке горизонтальне навантаження, то даний ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3)

$$e_{he} = 0.$$

6. Ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) внаслідок **вертикального** навантаження на стіну від перекриття $N_{1d(3d)}$:

$$e_{1d} = \frac{M_{Ed(1-1)}(M_{Ed(3-3)})}{N_{Ed(1-1)}(N_{Ed(3-3)})}$$

$$e_{1d} = \frac{M_{Ed(1-1)}}{N_{Ed(1-1)}} = \frac{3,821}{255,794} = 0,0149 \text{ м} = 14,9 \text{ мм} \quad e_{3d} = \frac{M_{Ed(3-3)}}{N_{Ed(3-3)}} = \frac{0}{286,142} = 0$$

7. Повний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну:

$$e_i = |e_{1d} + e_{he}| \pm e_{init} \geq 0,05t$$

$$e_{i1} = |e_{1d} + e_{he1}| + e_{init} = |14,9 + 0| + 6,0 = 20,9 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм},$$

умова виконується. Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{i1} = 25,5 \text{ мм}$.

$$e_{i3} = |e_{3d} + e_{he3}| + e_{init} = |0 + 0| + 6,0 = 6,0 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм},$$

умова не виконується. Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{i3} = 25,5 \text{ мм}$.

8. Коефіцієнт зменшення несучої здатності в рівні нижнього (переріз 3-3) і верхнього (переріз 1-1) розрахункового перерізу Φ_i :

$$\Phi_{i1} = 1 - 2 \frac{e_{i1}}{t} = 1 - 2 \frac{25,5}{510} = 0,9; \quad \Phi_{i3} = 1 - 2 \frac{e_{i3}}{t} = 1 - 2 \frac{25,5}{510} = 0,9$$

9. Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 1-1 при умовній ширині фрагменту стіни $b = 1,0 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(1-1)} = \frac{N_{Ed(1-1)}}{\Phi_{i1} A} = \frac{255,794}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,51} = 557,285 \text{ кН/м}^2 = 0,56 \text{ МПа}$$

Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 3-3 при умовній ширині простінку $b = 1,0 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(3-3)} = \frac{N_{Ed(3-3)}}{\Phi_{i3} A} = \frac{286,142}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,51} = 623,403 \text{ кН/м}^2 = 0,62 \text{ МПа}$$

Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності Φ_m для перерізу 2-2.

10. Ексцентриситет по середині стіни (переріз 2-2) внаслідок згинальних моментів від **горизонтальних** навантажень, якщо такі мають місце у перерізі (наприклад, від вітру або тиску ґрунту):

$$e_{hm} = \frac{M_{W(2-2)}}{N_{Ed(2-2)}} = 0$$

11. Ексцентриситет в перерізі 2-2 внаслідок **вертикального** навантаження на стіну від перекриття N_{2d} :

$$e_{md} = \frac{M_{Ed(2-2)}}{N_{Ed(2-2)}} = \frac{1,911}{270,968} = 0,0071 \text{ м} = 7,1 \text{ мм}$$

12. Повний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну:

$$e_m = |e_{md} + e_{hm}| + e_{init} = |7,1 - 0| + 6,0 = 13,1 \text{ мм.}$$

13. Ексцентриситет в перерізі 2-2 внаслідок повзучості (ϕ_∞ згідно табл. Д.2.10):

$$e_k = 0,002\phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{e_m t} = 0,002 \cdot 1,5 \cdot \frac{2700}{510} \sqrt{13,1 \cdot 510} = 1,29 \text{ мм.}$$

14. Сумарний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну в перерізі 2-2:

$e_{mk} = e_m + e_k = 13,1 + 1,29 = 14,39 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм}$, умова не виконується. Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{mk} = 25,5 \text{ мм}$.

15. Коефіцієнт

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{25,5}{510} = 0,9$$

16. Для глиняної цегли згідно табл. Д.2.9 пружна характеристика кладки $K_E = 750$.

17. Модуль пружності кладки $E = K_E f_k$.

18. Коефіцієнт гнучкості стіни в перерізі 2-2

$$19. \quad \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{K_E f_k}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{1}{K_E}} = \frac{2700}{510} \sqrt{\frac{1,0}{750}} = 0,193$$

20. Коефіцієнт

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,193 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{25,5}{510}} = 0,194$$

21. Коефіцієнт зменшення несучої здатності Φ_m в перерізі 2-2:

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,9 \cdot 2,71^{-\frac{(0,194)^2}{2}} = 0,883$$

22. Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 2-2 при ширині простінку $b = 1,82 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(2-2)} = \frac{N_{Ed(2-2)}}{\Phi_{m2} A} = \frac{270,968}{0,883 \cdot 1,0 \cdot 0,51} = 601,709 \text{ кН/м}^2 = 0,6 \text{ МПа.}$$

Згідно проведеного розрахунку необхідна характеристична міцність кладки для відповідних перерізів потрібна:

переріз 1-1: $f_{k(1-1)} = f_{d(1-1)} \cdot \gamma_M = 0,56 \cdot 2,0 = 1,12 \text{ МПа}$

переріз 2-2: $f_{k(2-2)} = f_{d(2-2)} \cdot \gamma_M = 0,6 \cdot 2,0 = 1,2 \text{ МПа}$

переріз 3-3: $f_{k(3-3)} = f_{d(3-3)} \cdot \gamma_M = 0,62 \cdot 2,0 = 1,24 \text{ МПа}$

Для забезпечення міцності стіни при діючому навантаженні необхідно підібрати камінь і розчин. Згідно табл. Д.2.11 приймемо міцність каменю 4 МПа, а клас розчину М1 – для яких характеристична міцність кладки $f_k = 1,9$ МПа, що більше максимально необхідної міцності $f_{k(2-2)} = 1,5$ МПа.

Отже, підібрані міцність каменю 4 МПа та клас розчину загального призначення М1 забезпечують міцність кладки при діючих навантаженнях.

Варіант №2 (розрахунок несучої здатності внутрішньої стіни за спрощеною розрахунковою схемою рами)

Розрахункові значення зовнішньої поздовжньої сили в розрахункових перерізах фрагмента стіни обчислюємо шляхом складання всього вище розташованого вертикального навантаження, включаючи власну вагу стіни.

Таблиця 5.2

Поздовжні сили у перерізах внутрішньої стіни

Поверх	Переріз	Позначення зусиль	Формула для визначення поздовжнього зусилля або моменту	Зусилля, N (кН) або M (кН·м)
Четвертий	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 1 у додатку Д.2.27 $N + R_1 + R_2 = 0 + 34,14 + 12,86 =$	47,0
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$47,0 + 0,5 \times 30,348 =$	62,174
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$47,0 + 30,348 =$	77,348
Третій	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 1 у додатку Д.2.27 $N + R_1 + R_2 = 77,348 + 28,51 + 10,74 =$	116,598
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$116,598 + 0,5 \times 30,348 =$	131,772
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$116,598 + 30,348 =$	146,946
Другий	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 1 у додатку Д.2.27 $N + R_1 + R_2 = 146,946 + 28,51 + 10,74 =$	186,196
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$186,196 + 0,5 \times 30,348 =$	201,37
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$186,196 + 30,348 =$	216,544
Перший	1-1	$N_{Ed(1-1)}$	Згідно схеми 1 у додатку Д.2.27 $N + R_1 + R_2 = 216,544 + 28,51 + 10,74 =$	255,794
	2-2	$N_{Ed(2-2)}$	$255,794 + 0,5 \times 30,348 =$	270,968
	3-3	$N_{Ed(3-3)}$	$255,794 + 30,348 =$	286,142

Розрахункові значення згинальних моментів у розрахункових перерізах фрагмента стіни першого поверху визначаємо за формулою для спрощеної схеми рами (табл. Д.2.28).

Значення моменту у верхньому перерізі вертикального елемента рами:

$$M_1 = M_{Ed(1-1)} = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] =$$

$$= \frac{\frac{4 \cdot 1425 \cdot 0,011}{2,7}}{\frac{4 \cdot 1425 \cdot 0,011}{2,7} + \frac{4 \cdot 1425 \cdot 0,011}{2,7} + \frac{3 \cdot 30000 \cdot 0,00089}{5,545} + \frac{3 \cdot 30000 \cdot 0,00089}{2,09}} \times$$

$$\times \left[\frac{10,283 \cdot 5,545^2}{4(3-1)} - \frac{10,283 \cdot 2,09^2}{4(3-1)} \right] = 7,936 \text{ кНм}$$

У наведеній формулі $n_1 = n_2 = 4$ – коефіцієнти жорсткості для елементів, зафіксованих з обох боків (так як $\rho_2 = 1,0$); $n_3 = n_4 = 3$ – в інших випадках.

E_i – модуль пружності i -го вертикального елемента рами, де $i=1, 2$.
Модуль пружності кам'яної кладки при $f_k = 1,9$ МПа (для міцності каменю 4 МПа та класу розчину М2,5):

$$E_1 = E_2 = K_E f_k = 750 f_k = 750 \times 1,9 = 1425 \text{ МПа.}$$

$E_3 = E_4 = E_{cm} = 30\,000$ МПа – модуль пружності бетону класу С20/25 за табл. 3.1 ДБН В.2.6-98:2009.

I_i – момент інерції площі поперечного перерізу i -го елемента рами шириною $b = 1,0$ м, де $i=1, 2, 3, 4$.

$$I_1 = I_2 = \frac{bt^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,51^3}{12} = 0,011 \text{ м}^4; \quad I_3 = I_4 = \frac{bt^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,22^3}{12} = 0,00089 \text{ м}^4;$$

$h_1 = 2,7$ м – габаритна висота елемента 1 (стіни) у проясненні;

$h_2 = 2,7$ м – габаритна висота елемента 2 (стіни) у проясненні;

$l_3 = 5,545$ м – проліт елемента 3 (плити перекриття) у чистоті;

$l_4 = 2,09$ м – проліт елемента 4 (плити перекриття) у чистоті;

$q_3 = q_4 = 10,283 \times 1,0 = 10,283$ кН/м – розрахункове значення рівномірно розподіленого навантаження на елемент 3 (плити перекриття) у чистоті;

Згинальний момент M_2 на другому (нижньому) кінці вертикального стержня знаходимо за правилами будівельної механіки як для статично невизначеного однопролітного елемента:

$$M_{Ed(3-3)} = -\frac{M_{Ed(1-1)}}{2} = -\frac{7,936}{2} = -3,968 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

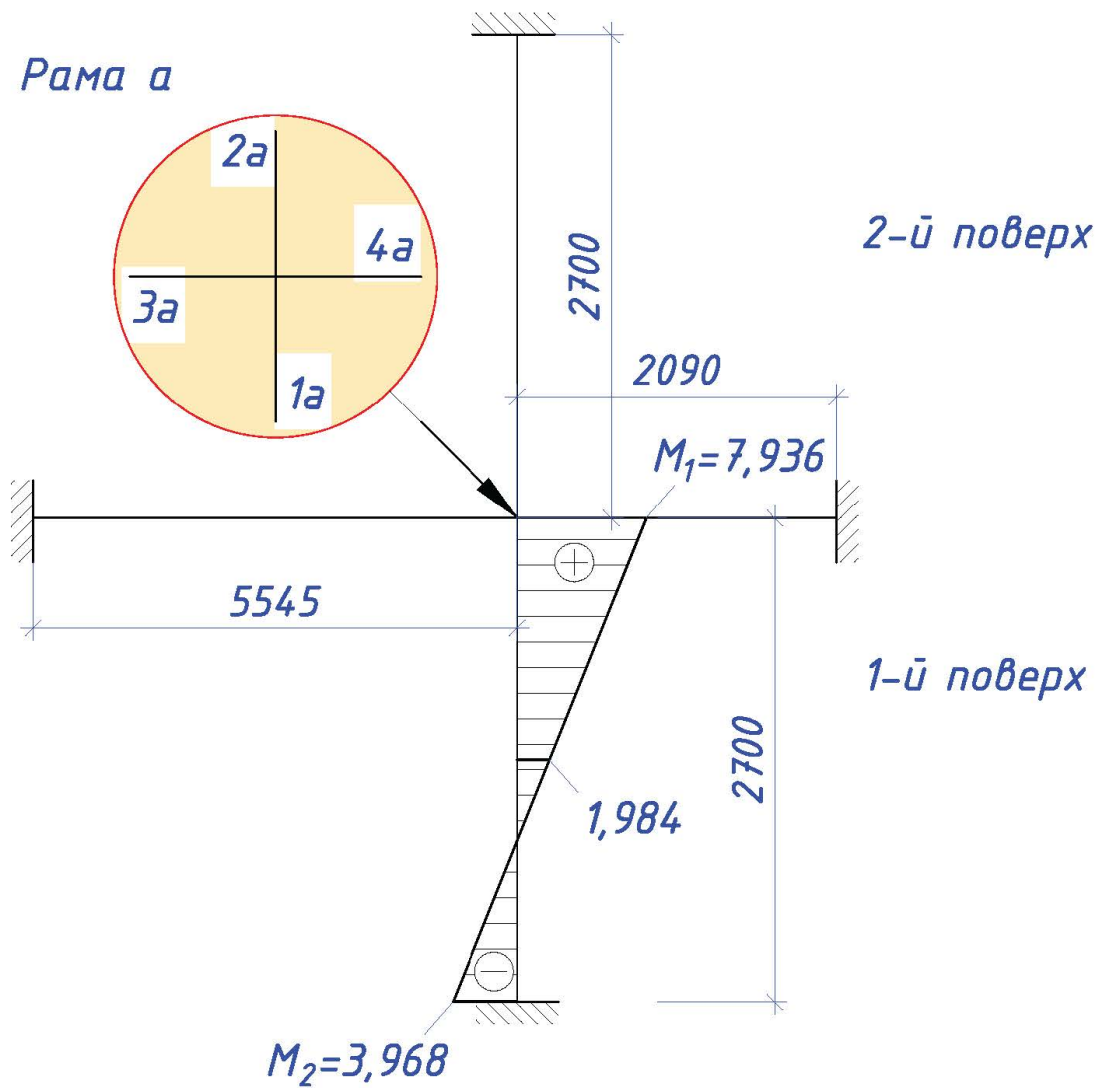
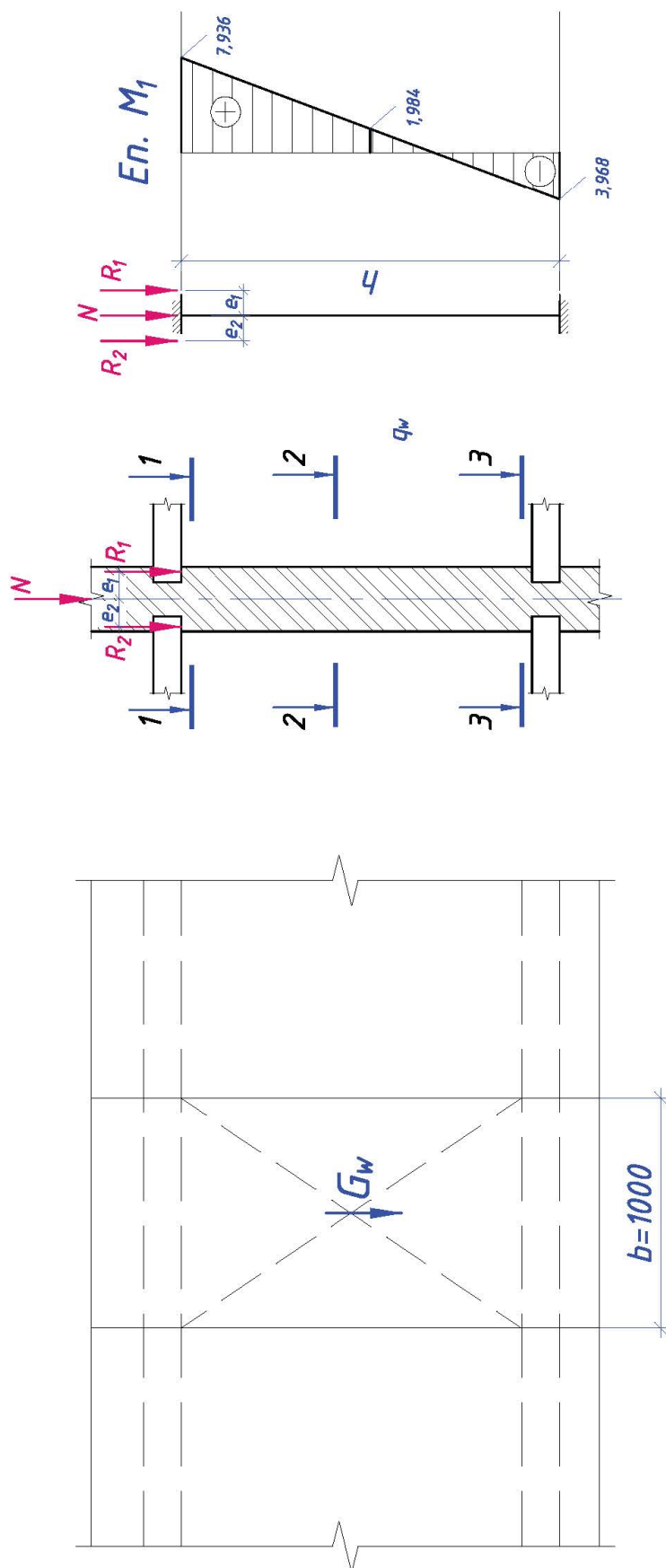


Рис. 5.3. Епюра моментів у внутрішній стіні 1-го поверху за спрощеною розрахунковою схемою рами.



Правило знаків для епори моментів:

знак «-» – розтягнута ліва (зовнішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни;
 знак «+» – розтягнута права (внутрішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни.

Рис. 5.4. Навантаження, які діють на стіну і ексцентриситети їх прикладання.

Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності Φ_i для перерізу**1-1 та перерізу 3-3.**

1. Визначаємо ефективну товщину стіни

Згідно табл. Д.2.24 коефіцієнт жорсткості $\rho_t = 1,0$. Тоді

$$t_{ef} = t \cdot \rho_t = 510 \cdot 1,0 = 510 \text{ мм} = 0,51 \text{ м}$$

2. Визначаємо ефективну висоту стіни

Згідно умов задачі та табл. Д.2.25 при опиранні залізобетонних перекриттів з обох боків на довжину $c_1 = 120 \neq \left(\frac{2}{3}\right)t = \left(\frac{2}{3}\right)510 = 340 \text{ мм}$ і при значенні ексцентриситету $e = (t/2 - c_1/3) = (0,51/2 - 0,12/3) = 0,215 \neq 0,25t = 0,25 \cdot 0,51 = 0,1275 \text{ мм}$ (обидві умови не виконуються), значення понижаючого коефіцієнта зменшення висоти стіни $\rho_2 = 1,0$.

Тоді ефективна висота стіни

$$h_{ef} = h \cdot \rho_2 = 2,7 \cdot 1,0 = 2,7 \text{ м} = 2700 \text{ мм}.$$

3. Знаходимо коефіцієнт гнучкості елемента в перерізі 1-1 (3-3)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,7}{0,51} = 5,29 < 27 - \text{в межах допустимого.}$$

4. Початковий (випадковий) ексцентриситет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2700}{450} = 6,0 \text{ мм}$$

5. Ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) внаслідок згинальних моментів від **горизонтальних** навантажень, якщо такі мають місце у перерізі (наприклад, від вітру або тиску ґрунту):

$$e_{he} = \frac{M_{W(1-1)}(M_{W(3-3)})}{N_{Ed(1-1)}(N_{Ed(3-3)})} = 0$$

Оскільки, на внутрішню стіну не діє ніяке горизонтальне навантаження, то даний ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) $e_{he} = 0$.

6. Ексцентриситет на рівні верху (переріз 1-1) та низу стіни (переріз 3-3) внаслідок **вертикального** навантаження на стіну від перекриття $N_{1d(3d)}$:

$$e_{1d} = \frac{M_{Ed(1-1)}(M_{Ed(3-3)})}{N_{Ed(1-1)}(N_{Ed(3-3)})}$$

$$e_{1d} = \frac{M_{Ed(1-1)}}{N_{Ed(1-1)}} = \frac{7,936}{255,794} = 0,031 \text{ м} = 31 \text{ мм} \quad e_{3d} = \frac{M_{Ed(3-3)}}{N_{Ed(3-3)}} = \frac{-3,968}{286,142} = -0,0138 \text{ м} = -13,8 \text{ мм}$$

7. Повний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну:

$$e_i = |e_{1d} + e_{he1}| \pm e_{init} \geq 0,05t$$

$$e_{i1} = |e_{1d} + e_{he1}| + e_{init} = |31 + 0| + 6,0 = 37,0 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм},$$

умова виконується. Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{i1} = 37,0 \text{ мм}$.

$$e_{i3} = |e_{3d} + e_{he3}| + e_{init} = |-13,8 + 0| + 4,5 = 18,3 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм},$$

умова не виконується. Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{i3} = 25,5 \text{ мм}$.

8. Коефіцієнт зменшення несучої здатності в рівні нижнього (переріз 3-3) і верхнього (переріз 1-1) розрахункового перерізу Φ_i :

$$\Phi_{i1} = 1 - 2 \frac{e_{i1}}{t} = 1 - 2 \frac{37,0}{510} = 0,855; \quad \Phi_{i3} = 1 - 2 \frac{e_{i3}}{t} = 1 - 2 \frac{25,5}{510} = 0,9$$

9. Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 1-1 при умовній ширині фрагменту стіни $b = 1,0 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(1-1)} = \frac{N_{Ed(1-1)}}{\Phi_{i1} A} = \frac{255,794}{0,855 \cdot 1,0 \cdot 0,51} = 586,616 \text{ кН/м}^2 = 0,58 \text{ МПа}$$

Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 3-3 при умовній ширині простінку $b = 1,0 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(3-3)} = \frac{N_{Ed(3-3)}}{\Phi_{i3} A} = \frac{286,142}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,51} = 623,403 \text{ кН/м}^2 = 0,62 \text{ МПа}$$

Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності Φ_m для перерізу 2-2.

10. Ексцентриситет по середині стіни (переріз 2-2) внаслідок згинальних моментів від **горизонтальних** навантажень, якщо такі мають місце у перерізі (наприклад, від вітру або тиску ґрунту):

$$e_{hm} = \frac{M_{W(2-2)}}{N_{Ed(2-2)}} = 0$$

11. Ексцентриситет в перерізі 2-2 внаслідок **вертикального** навантаження на стіну від перекриття N_{2d} :

$$e_{md} = \frac{M_{Ed(2-2)}}{N_{Ed(2-2)}} = \frac{1,984}{270,968} = 0,0073 \text{ м} = 7,3 \text{ мм}$$

12. Повний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну:

$$e_m = |e_{md} + e_{hm}| + e_{init} = |7,3 - 0| + 6,0 = 13,3 \text{ мм.}$$

13. Ексцентриситет в перерізі 2-2 внаслідок повзучості (ϕ_∞ згідно табл. Д.2.10):

$$e_k = 0,002 \phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{e_m t} = 0,002 \cdot 1,5 \cdot \frac{2700}{510} \sqrt{13,3 \cdot 510} = 1,31 \text{ мм.}$$

14. Сумарний ексцентриситет від прикладання навантаження на стіну в перерізі 2-2:

$e_{mk} = e_m + e_k = 13,3 + 1,31 = 14,61 \text{ мм} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 510 = 25,5 \text{ мм}$, умова не виконується. Для подальших розрахунків **приймаємо** $e_{mk} = 25,5 \text{ мм}$.

15. Коефіцієнт

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{25,5}{510} = 0,9$$

16. Для глиняної цегли згідно табл. Д.2.9 пружна характеристика кладки $K_E = 750$.

17. Модуль пружності кладки $E = K_E f_k$.

18. Коефіцієнт гнучкості стіни в перерізі 2-2

$$19. \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{K_E f_k}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{1}{K_E}} = \frac{2700}{510} \sqrt{\frac{1,0}{750}} = 0,193$$

20. Коефіцієнт

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,193 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{25,5}{510}} = 0,194$$

21. Коефіцієнт зменшення несучої здатності Φ_m в перерізу 2-2:

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{\frac{u^2}{2}} = 0,9 \cdot 2,71^{\frac{(0,194)^2}{2}} = 0,883$$

22. Необхідну міцність каменю і кладки в перерізі 2-2 при ширині простінку $b = 1,82 \text{ м}$ визначаємо за формулою

$$f_{d(2-2)} = \frac{N_{Ed(2-2)}}{\Phi_{m2} A} = \frac{270,968}{0,883 \cdot 1,0 \cdot 0,51} = 601,709 \text{ кН/м}^2 = 0,6 \text{ МПа.}$$

Згідно проведеного розрахунку необхідна характеристична міцність кладки для відповідних перерізів потрібна:

переріз 1-1: $f_{k(1-1)} = f_{d(1-1)} \cdot \gamma_M = 0,58 \cdot 2,0 = 1,16 \text{ МПа}$

переріз 2-2: $f_{k(2-2)} = f_{d(2-2)} \cdot \gamma_M = 0,6 \cdot 2,0 = 1,2 \text{ МПа}$

переріз 3-3: $f_{k(3-3)} = f_{d(3-3)} \cdot \gamma_M = 0,62 \cdot 2,0 = 1,24 \text{ МПа}$

Для забезпечення міцності стіни при діючому навантаженні необхідно підібрати камінь і розчин. Згідно табл. Д.2.11 приймемо міцність каменю 4 МПа, а клас розчину М1 – для яких характеристична міцність кладки $f_k = 1,9$ МПа, що більше максимально необхідної міцності $f_{k(2-2)} = 1,5$ МПа.

Отже, підібрані міцність каменю 4 МПа та клас розчину загального призначення М1 забезпечують міцність кладки при діючих навантаженнях.

Таблиця 5.3

Порівняльна таблиця результатів розрахунків
зовнішньої і внутрішньої стіни в межах першого поверху

Переріз	Позначення зусиль	Значення зусилля (варіант №1)	f_k , МПа	Елементи кладки	Значення зусилля (варіант №2)	f_k , МПа	Елементи кладки
		<u>Зовнішня стіна</u>					
1-1	$N_{Ed(1-1)}$	626,728	0,92	Міцність каменю – 4 МПа, Клас розчину – М2,5	626,728	0,9	Міцність каменю – 4 МПа, Клас розчину – М2,5
	$M_{Ed(1-1)}$	– 19,122			– 15,771		
2-2	$N_{Ed(2-2)}$	656,273	1,6		656,273	1,6	
	$M_{Ed(2-2)}$	– 8,555			– 3,44		
3-3	$N_{Ed(3-3)}$	705,788	0,98		705,788	0,98	
	$M_{Ed(3-3)}$	0			6,879		
		<u>Внутрішня стіна</u>					
1-1	$N_{Ed(1-1)}$	255,794	1,12	Міцність каменю – 4 МПа, Клас розчину – М1	255,794	1,16	Міцність каменю – 4 МПа, Клас розчину – М1
	$M_{Ed(1-1)}$	3,821			7,936		
2-2	$N_{Ed(2-2)}$	270,968	1,2		270,968	1,2	
	$M_{Ed(2-2)}$	1,911			1,984		
3-3	$N_{Ed(3-3)}$	286,142	1,24		286,142	1,24	
	$M_{Ed(3-3)}$	0			-3,968		

Отже, приймаємо остаточно для кладки несучих зовнішніх та внутрішніх стін міцність каменю 4 МПа та клас розчину загального призначення М2,5.

6. МІСЦЕВИЙ СТИСК КЛАДКИ

6.1. Міцність кладки в місці опирання плити перекриття на зовнішню стіну ослаблену віконними прорізами

Приводимо навантаження в місці опирання збірних плит перекриття на внутрішню стіну до зосередженого. Довжина вантажної смуги, з якої збираємо навантаження дорівнює половині прольоту разом з глибиною опирання плити на стіну:

в прольоті А-Б: $l_2 = 0,5 \times 5545 + 120 = 2\,892,5 \text{ мм} = 2,89 \text{ м}$

Тоді, зосереджене навантаження від опорної реакції в місці опирання плити шириною 1,2 м буде (навантаження на плиту див. рис. 3.1 та табл. 2.1):

$$N_{Edc} = R_1 = 10,283 \times 2,89 \times 1,2 = 35,66 \text{ кН}$$

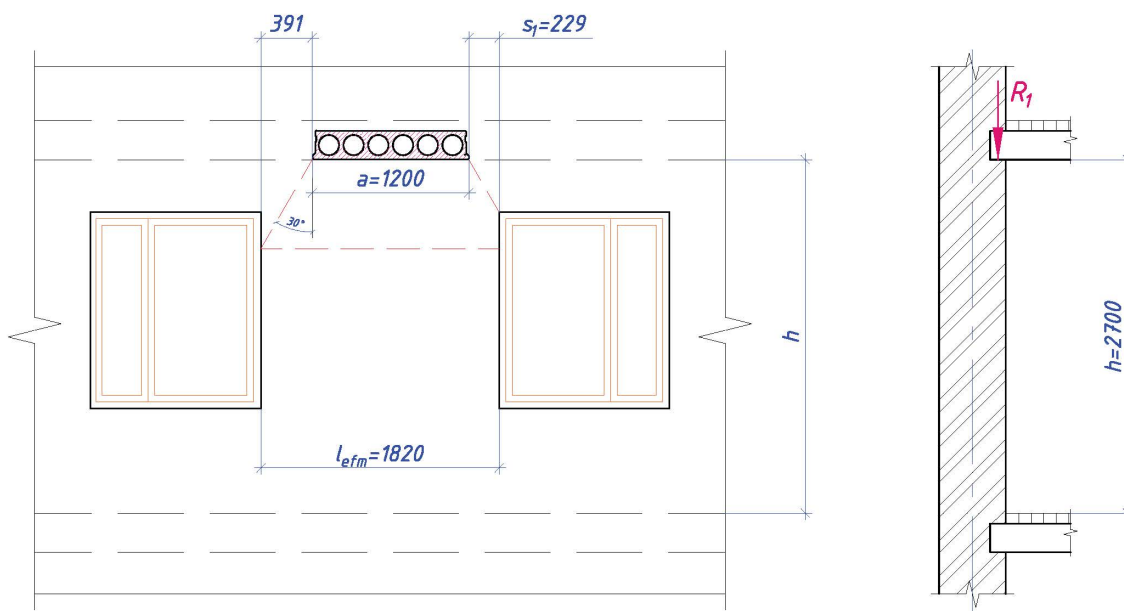


Рис.6.1. Зовнішня стіна при зосередженому навантаженні.

У стіні з прорізами знаходимо величину вертикального опору кладки місцевому навантаженню при ефективній площі опори, яка дорівнює площі поперечного перерізу простінка згідно схеми б) табл. Д.2.29:

1. Визначаємо значення ефективної довжини:

$$l_{efm} = b = 1820 \text{ мм}$$

2. Визначаємо навантажену площу згідно схеми д) табл. Д.2.30:

$$A_b = a \cdot c = 1200 \cdot 120 = 144 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

3. Визначаємо ефективну площу опори

$$A_{ef} = l_{efm} \cdot t_{ef} = 1820 \cdot 510 = 928,2 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

4. Перевіряємо умову

$$\frac{A_b}{A_{ef}} = \frac{144 \cdot 10^3}{928,2 \cdot 10^3} = 0,155 < 0,45 \text{ — умова виконується}$$

Для подальших розрахунків **приймаємо** $\frac{A_b}{A_{ef}} = 0,155$ мм.

5. Коефіцієнт зміцнення кладки при дії зосередженого навантаження

$$1,0 \leq \beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \leq \min \begin{cases} 1,25 + \frac{a_1}{2h} \\ 1,5 \end{cases}$$

Найгірший варіант опирання плити на простінок буде тоді, коли відстань від торця простінку до найближчої грані навантаженої області буде $a_1 = 229$ (коли призма розподілу тиску впирається у кут віконного прорізу), тоді

$$1,0 \leq \beta = \left(1 + 0,3 \frac{229}{2700}\right) (1,5 - 1,1 \cdot 0,155) \leq \min \begin{cases} 1,25 + \frac{229}{2 \cdot 2700} \\ 1,5 \end{cases}$$

$$1,0 \leq \beta = 1,363 \leq \min \begin{cases} 1,29 \\ 1,5 \end{cases}$$

Для подальших розрахунків **приймаємо** $\beta = 1,29$.

6. Величина вертикального опору дії зосередженого навантаження на стіну при підбраній міцності каменю 4 МПа та клас розчину загального призначення М2,5 буде

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d = \beta \cdot A_b \cdot \frac{f_d}{\gamma_M} = 1,29 \cdot 144 \cdot 10^3 \cdot 1,9/2 = 176\,472 \text{ Н} = 176,5 \text{ кН}$$

Так як $N_{Rdc} = 176,5 \text{ кН} > N_{Edc} = 35,66 \text{ кН}$, то міцність кладки **забезпечена**.

6.2. Міцність кладки в місці опирання плити перекриття на внутрішню стіну без прорізів

Приводимо навантаження в місці опирання збірних плит перекриття на внутрішню стіну до зосередженого. Довжина вантажної смуги, з якої збираємо навантаження дорівнює половині прольоту разом з глибиною опирання плити на стіну:

в прольоті А-Б: $l_2 = 0,5 \times 5545 + 120 = 2\,892,5 \text{ мм} = 2,89 \text{ м}$

в прольоті Б-В: $l_1 = 0,5 \times 2090 + 120 = 1\,165 \text{ мм} = 1,165 \text{ м}$

Тоді, сумарне зосереджене навантаження від опорних реакцій в місці опирання плит шириною 1,2 м буде (навантаження на плиту див. рис. 5.1 та табл. 2.1):

$$N_{Edc} = R_1 + R_2 = 10,283 \times 1,165 \times 1,2 + 10,283 \times 2,89 \times 1,2 = 50,04 \text{ кН}$$

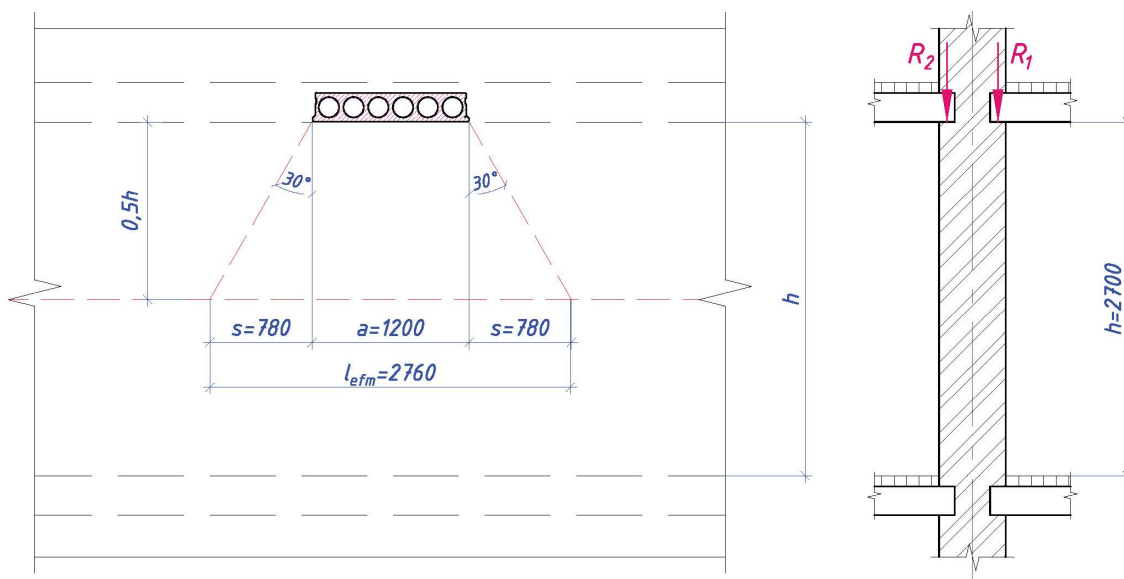


Рис.6.2. Внутрішня стіна при зосередженому навантаженні.

1. Визначаємо значення ефективної довжини згідно схеми а) табл. Д.2.29:

$$s = 0,5h \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 0,5 \cdot 2700 \cdot 0,57735 = 779,4 \approx 780 \text{ мм}$$

$$l_{efm} = a + 2s = 1200 + 2 \cdot 780 = 2760 \text{ мм}$$

2. Визначаємо навантажену площу згідно схеми д) табл. Д.2.30 (при опиранні двох плит):

$$A_b = 2(a \cdot c) = 2 \cdot (1200 \cdot 120) = 288 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

3. Визначаємо ефективну площу опори

$$A_{ef} = l_{efm} \cdot t_{ef} = 2760 \cdot 510 = 1\,407,6 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

4. Перевіряємо умову

$$\frac{A_b}{A_{ef}} = \frac{288 \cdot 10^3}{1407,6 \cdot 10^3} = 0,205 < 0,45 \text{ — умова виконується}$$

Для подальших розрахунків **приймаємо** $\frac{A_b}{A_{ef}} = 0,205$ мм.

5. Коефіцієнт зміцнення кладки при дії зосередженого навантаження:

$$1,0 \leq \beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \leq \min \begin{cases} 1,25 + \frac{a_1}{2h} \\ 1,5 \end{cases}$$

Так як відстань від торця стіни до найближчої грані навантаженої області велика, то $a_1 = 0$, то

$$1,0 \leq \beta = \left(1 + 0,3 \frac{0}{2700}\right) (1,5 - 1,1 \cdot 0,205) \leq \min \begin{cases} 1,25 + \frac{0}{2 \cdot 2700} \\ 1,5 \end{cases}$$

$$1,0 \leq \beta = 1,275 \leq \min \begin{cases} 1,25 \\ 1,5 \end{cases}$$

Для подальших розрахунків **приймаємо** $\beta = 1,25$.

6. Величина вертикального опору дії сумарного зосередженого навантаження на стіну при підбраній міцності каменю 4 МПа та клас розчину загального призначення М2,5 буде

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d = \beta \cdot A_b \cdot \frac{f_d}{\gamma_M} = 1,25 \cdot 144 \cdot 10^3 \cdot 1,9/2 = 171\,000 \text{ Н} = 171 \text{ кН}$$

Так як $N_{Rdc} = 176,5 \text{ кН} > N_{Edc} = 50,04 \text{ кН}$, то міцність кладки **забезпечена**.

7. ФУНДАМЕНТИ

7.1. Визначення розмірів підосви стрічкових фундаментів

Необхідна площа окремо розташованого фундаменту визначається за формулою:

$$A = l \cdot b = \frac{N_{Ed}}{R_0 - \gamma_0 d},$$

де N_{Ed} – навантаження на верхньому обрізі фундаменту, кН;

R_0 – розрахунковий опір ґрунту, кПа;

γ_0 – середнє значення питомої ваги фундаменту і ґрунту на його уступах.

В проєкті приймаємо $\gamma_0 = 20 \text{ кН/м}^3$;

d – глибина закладання фундаментів від рівня планування з урахуванням рівня промерзання, м.

Визначаємо ширину підосви стрічкового фундаменту (розрахунок ведуть окремо для кожного перерізу чи фундаменту):

$$b = \frac{N_{Ed}}{l(R_0 - \gamma_0 d)},$$

Так, як навантаження на фундамент під зовнішню стіну збиралось із ширини, яка дорівнює відстані між осями суміжних з простінком вікон, то довжина умовного фундаменту в нашому випадку дорівнює $l = 3,12 \text{ м}$. Тоді необхідна ширина підосви фундаменту під зовнішню стіну буде:

$$b = \frac{N_{Ed}}{l(R_0 - \gamma_0 d)} = \frac{705,828}{3,12(225 - 20 \cdot 1,75)} = 1,191 \text{ м}$$

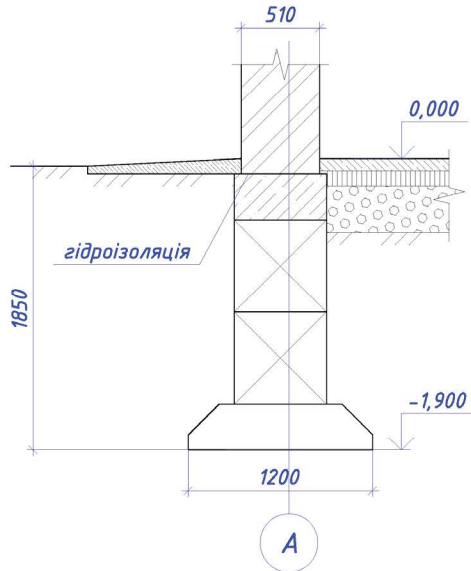
Приймаємо ширину фундаменту з врахуванням модульності (кратність 20 см) та довжину збірних подушок ФЛ і фундаментних блоків ФБС (див. додатки Д.3.1 – Д.3.2). У даному випадку приймаємо ширину підосви фундаменту 1200 мм.

Під внутрішню стіну навантаження збиралось із умовної ширини 1,0 м. Тоді необхідна ширина підосви фундаменту під внутрішню стіну буде:

$$b = \frac{N_{Ed}}{l(R_0 - \gamma_0 d)} = \frac{286,142}{1,0(225 - 20 \cdot 1,75)} = 1,506 \text{ м}$$

Приймаємо ширину фундаменту з врахуванням модульності (кратність 20 см) та довжину збірних подушок ФЛ і фундаментних блоків ФБС (див. додатки Д.3.1 – Д.3.2). У даному випадку приймаємо ширину підшви фундаменту 1600 мм. Конструкція фундаменту під зовнішню і внутрішню стіни показана на рис. 7.1.

а)



б)

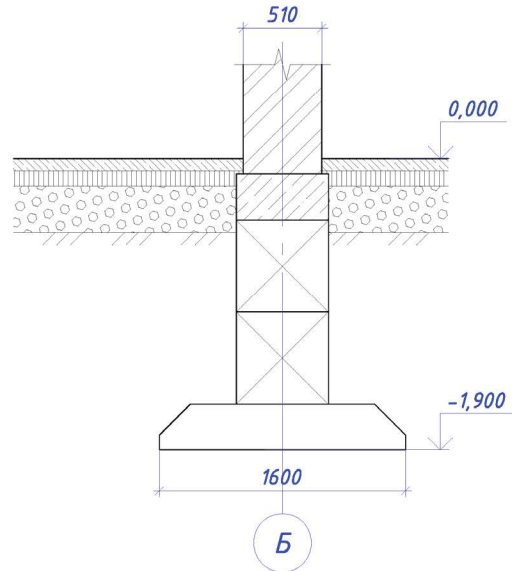


Рис. 7.1. Визначення розмірів фундаменту під зовнішню (а) і внутрішню (б) стіни.

Список літератури:

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с. – чинний з 01.01.2007.
2. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 32 с. – чинний з 01.01.2019.
3. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. – К.: Мінбуд України, 2011. – 94 с. – чинний з 01.09.2011.
4. Павліков А.М., Гарькава О.В. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Практичні задачі: Навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. – Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2022. – 276 с.
5. Розрахунок міцності конструкцій з кам'яної кладки за ДБН В 2.6-162:2010. Методичні вказівки до виконання задач з розділу «Кам'яні та армокам'яні конструкції»/ Укл. Л.М. Мурашко, М.М. Постернак, М.М. Постернак. – К., КНУБА, 2013. – 50 с.
6. Методичні вказівки для проведення практичних занять з курсу «Кам'яні та армокам'яні конструкції» / Постернак О.М., Постернак М.М. – К.: КНУБА, 2023. – 62 с.
7. ДСТУ 9243.4:2023. Основні вимоги до проєктної документації, 2023. – 56 с. – чинний з 01.04.2024.
8. ДСТУ 9243.7:2023. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень, 2023. – 45 с. – чинний з 01.04.2024.

ДОДАТКИ

ДОДАТОК Д1

Таблиця Д.1.1

Коефіцієнти надійності γ_n для розрахунку конструкцій у курсовому проекті

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях			
		Усталених		Перехідних	
		1-а група гранич. станів	2-га група гранич. станів	1-а група гранич. станів	2-га група гранич. станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975
	Б	1,200		1,000	
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950
	Б	1,050		0,950	
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925
	Б	0,975		0,925	

Таблиця Д.1.2

Спрощені параметри конструкцій підлоги перекрить багатоповерхових промислових споруд

Конструкція підлоги	Товщина, мм	Маса 1 м ² , кг	γ_{fm}
Плиткова	70	140	1,3
Цементна	25	60	1,3
Асфальтова	40	80	1,3
Паркетна	90	100	1,2

Таблиця Д.1.3

Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України W_0 – вітрове навантаження (в Паскалях) S_0 – снігове навантаження (в Паскалях) B – товщина стінки ожеледі (в мм) W_B – вітрове навантаження при ожеледі (в Паскалях)

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Київ	370	1550	19	160
Севастополь	460	770	13	250
АР Крим				
Сімферополь	460	820	15	210
Алушта	450	860	15	160
Джанкой	480	850	16	200
Євпаторія	490	730	15	250
Керч	540	920	16	310
Красноперекопськ	510	780	16	260
Саки	480	760	15	230
Армянськ	510	780	16	260
Феодосія	500	1000	14	240
Судак	470	940	15	160
Ялта	470	830	13	180
Вінницька область				
Вінниця	470	1360	17	220
Жмеринка	480	1360	19	240
Могилів-Подільський	470	1280	19	210
Хмільник	450	1390	18	210
Волинська область				
Луцьк	480	1240	17	210
Володимир-Волинський	500	1200	17	160
Ковель	460	1200	13	160
Нововолинськ	500	1240	15	170
Дніпропетровська область				
Дніпропетровськ	470	1340	19	260
Вільногірськ	440	1190	19	220
Дніпродзержинськ	470	1280	19	230
Жовті Води	440	1170	19	260
Кривий Ріг	440	1110	19	260
Марганець	460	1040	18	260
Нікополь	460	1020	17	260
Новомосковськ	470	1390	19	260
Орджонікідзе	460	1030	18	260
Павлоград	480	1390	17	260
Первомайськ	500	1380	19	260
Синельникове	480	1350	19	260
Тернівка	490	1390	18	260
Донецька область				
Донецьк	500	1500	22	260
Авдіївка	490	1450	22	230
Артемівськ	480	1380	22	210
Горлівка	500	1500	22	210
Дебальцеве	500	1440	26	210
Дзержинськ	500	1480	22	240
Димитров	480	1420	19	210

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Добропілля	480	1410	19	210
Докучаївськ	500	1520	23	300
Єнакієве	500	1470	24	240
Жданівка	500	1160	19	250
Маріуполь	600	1380	28	350
Кіровське	500	1490	25	240
Костянтинівка	480	1400	21	210
Краматорськ	470	1400	21	210
Красноармійськ	480	1410	19	230
Красний Лиман	460	1390	21	210
Макіївка	500	1490	23	240
Селідове	490	1420	20	250
Слав'янськ	460	1400	21	210
Сніжне	490	1510	28	220
Торез	490	1520	27	220
Вугледар	500	1450	22	300
Харцизьк	500	1500	23	250
Шахтарськ	500	1500	25	240
Ясинувата	500	1470	22	250
Житомирська область				
Житомир	460	1460	16	200
Бердичів	460	1410	16	200
Коростень	480	1450	16	220
Новоград-Волинський	470	1380	22	220
Закарпатська область				
Ужгород	370	1340	11	150
Мукачеве	370	1490	12	110
Запорізька область				
Запоріжжя	460	1110	19	260
Бердянськ	520	1120	26	270
Мелітополь	520	1050	22	340
Токмак	490	1070	19	260
Івано-Франківська область				
Івано-Франківськ	500	1410	21	170
Болехів	550	1520	17	170
Калуш	530	1440	19	180
Коломия	490	1400	22	160
Яремча	470	1530	19	180
Київська область				
Біла Церква	390	1520	16	170
Березань	390	1580	19	190
Бориспіль	380	1570	19	160
Бровари	380	1580	19	160
Васильків	380	1530	16	160
Ірпінь	390	1560	19	160
Переяслав-Хмельницький	390	1560	18	200
Прип'ять	450	1590	19	190
Фастів	380	1510	16	190
Ржищів	390	1540	18	190
Славутич	430	1600	18	190
Кіровоградська область				
Кіровоград	410	1230	22	210
Олександрія	430	1250	21	240
Знам'янка	420	1320	22	210

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Світловодськ	430	1310	18	210
Луганська область				
Луганськ	460	1350	28	230
Антрацит	490	1460	30	240
Брянка	480	1410	25	230
Кіровськ	480	1400	23	220
Алчевськ	480	1410	22	230
Краснодон	470	1410	29	230
Красний Луч	490	1470	29	230
Лисичанськ	460	1370	21	210
Первомайськ	480	1400	23	220
Ровеньки	480	1450	31	260
Рубіжне	450	1370	21	180
Свердловськ	480	1450	32	270
Сєверодонецьк	460	1370	22	210
Стаханов	480	1400	24	220
Львівська область				
Львів	520	1310	15	240
Борислав	540	1500	16	180
Дрогобич	560	1440	16	190
Самбір	530	1400	16	190
Стрий	550	1420	16	180
Трускавець	550	1490	16	180
Червоноград	510	1260	16	230
Миколаївська область				
Миколаїв	470	870	22	260
Вознесенськ	450	990	22	270
Очаків	490	830	22	260
Первомайськ	410	1200	22	260
Южноукраїнськ	430	1090	22	260
Одеська область				
Одеса	460	880	28	330
Білгород-Дністровський	470	890	27	330
Ізмаїл	500	1100	23	310
Іллічівськ	480	880	28	330
Котовськ	450	1170	23	270
Южний	490	870	24	310
Полтавська область				
Полтава	470	1450	19	250
Комсомольськ	430	1280	18	240
Кременчук	430	1300	18	230
Лубни	410	1600	16	250
Миргород	420	1540	17	240
Рівненська область				
Рівне	520	1320	18	240
Дубно	530	1270	17	250
Кузнецовськ	460	1260	13	200
Острог	520	1320	17	250
Сумська область				
Суми	420	1670	16	250
Охтирка	450	1600	17	240
Глухів	390	1770	17	230
Конотоп	360	1740	15	220
Лебедин	430	1640	18	220

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Ромни	380	1730	19	230
Шостка	390	1790	16	220
Тернопільська область				
Тернопіль	520	1390	17	230
Харківська область				
Харків	430	1600	14	230
Ізюм	430	1460	19	210
Куп'янськ	450	1460	19	210
Лозова	480	1490	19	230
Люботин	450	1570	15	250
Первомайський	450	1510	18	230
Чугуїв	430	1600	15	220
Херсонська область				
Херсон	480	760	19	290
Каховка	460	840	19	320
Нова Каховка	450	820	19	320
Хмельницька область				
Хмельницький	500	1340	19	230
Кам'янець-Подільський	460	1270	19	210
Нетішин	520	1330	18	210
Славута	510	1350	18	210
Шепетівка	500	1370	19	210
Черкаська область				
Черкаси	420	1520	18	220
Ватутіне	410	1420	19	210
Канів	410	1540	15	210
Золотоноша	410	1560	18	210
Сміла	420	1480	18	210
Умань	440	1440	19	210
Чернівецька область				
Чернівці	500	1320	22	210
Чернігівська область				
Чернігів	410	1720	16	160
Ніжин	370	1690	15	180
Прилуки	370	1640	19	210

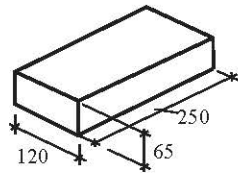
ДОДАТОК Д2

Таблиця Д.2.0.1

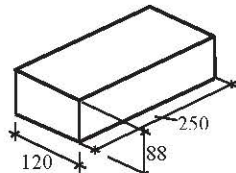
Основні стандартні стінові вироби

Цегла глиняна звичайна

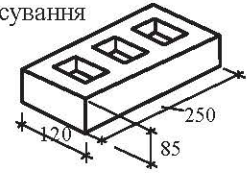
одинарний



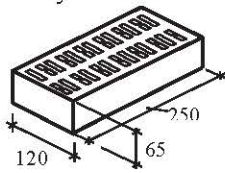
модульний



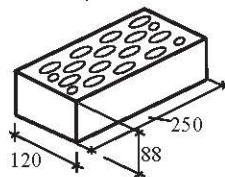
одинарний напівсухого пресування



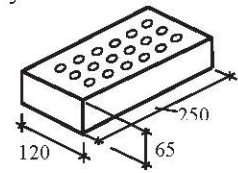
одинарний з 28 поротами



модульний з 18 поротами

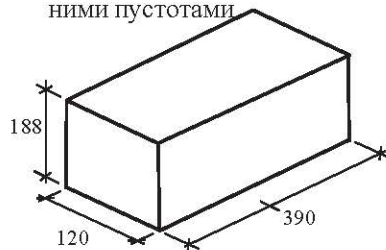


одинарний з 19 поротами

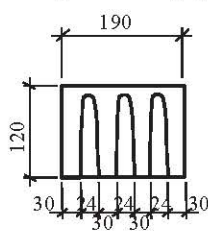


Бетонні камені

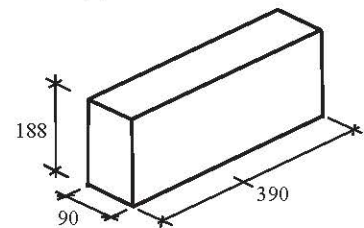
цілий зі щілиноподібними поротами



поперечний переріз

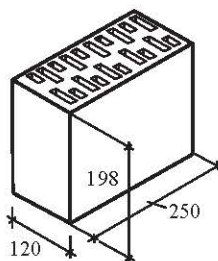


подовжня половина

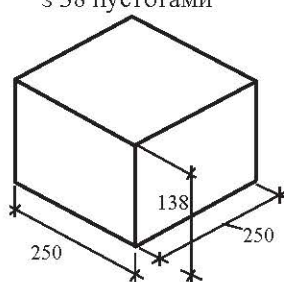


Керамічні камені

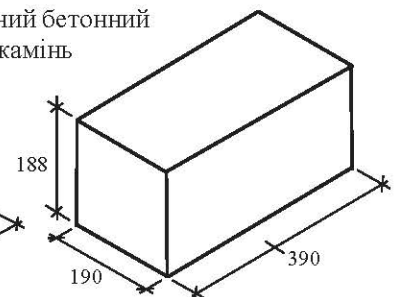
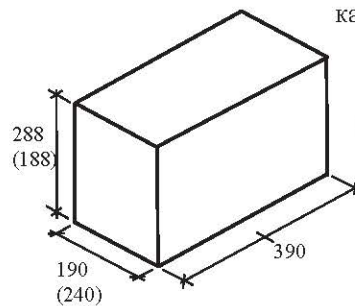
з 18 поротами



укрупнений з 38 поротами



Природні камені
суцільний бетонний камінь



Таблиця Д.2.0.2

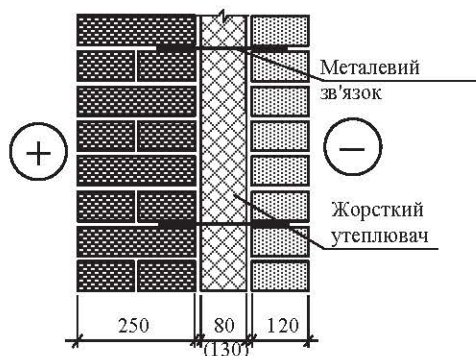
Нормативна вага кладки з цегли, природних і штучних каменів на важких розчинах

Камінь	Об'ємна вага, кг/м ³
Цегла (в тому числі силікатна повнотіла) Н = 65 мм	1800
Силікатна порожниста цегла Н=88 мм	1550
Силікатний камінь Н = 138 мм	1850
Керамічні камені Н ≤ 150 мм	1800
Бетонні камені 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм"	2100
Бетонні камені з великопористих бетонів і ніздрюватих бетонів 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1700
Бетонні камені з ніздрюватих бетонів виду Б 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1700
Гіпсобетонні камені повнотілі 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1600
Гіпсобетонні камені порожнисті 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1300
Шлакобетонні камені повнотілі 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1600
Шлакобетонні камені повнотілі на вугільних шлаках 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1600
Шлакобетонні камені порожнисті 200 мм ≤ Н ≤ 300	1300
Шлакобетонні камені порожнисті на вугільних шлаках 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1300
Природні камені низької міцності (пилені і чистого тесання) Н ≤ 150 мм	1700
Природні камені низької міцності (напівчистого тесання) Н ≤ 150 м	1700
Природні камені низької міцності (грубого тесання) Н ≤ 150 м	1700
Природні камені нормальної міцності (пилені і чистого тесання) 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	2100
Природні камені нормальної міцності (напівчистого тесання) 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	2100
Природні камені нормальної міцності (грубого тесання) 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	2100
Природні камені низької міцності (пилені і чистого тесання) 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1700
Природні камені низької міцності (напівчистого тесання) 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1700
Природні камені низької міцності (грубого тесання) 200 мм ≤ Н ≤ 300 мм	1700
Постелистий бут	2100
Рваний бут	2100

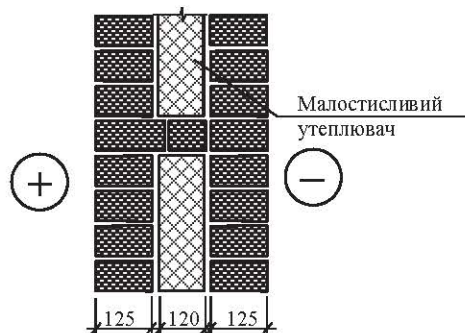
Таблиця Д.2.0.3

Варіанти утеплення зовнішніх стін

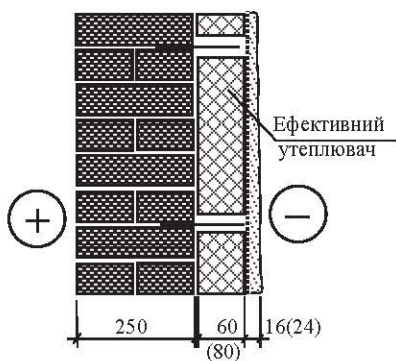
Багатошарова кладка



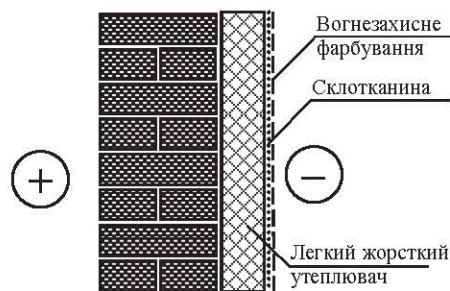
З горизонтальними діафрагмами



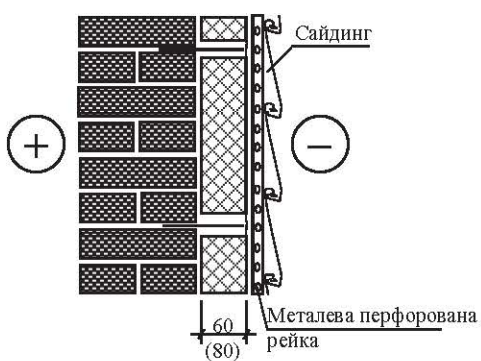
Утеплення по каркасу



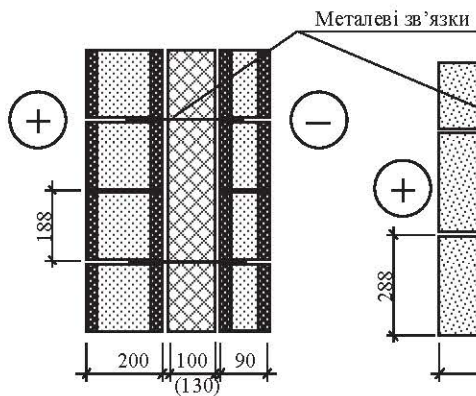
Безкаркасна система утеплення



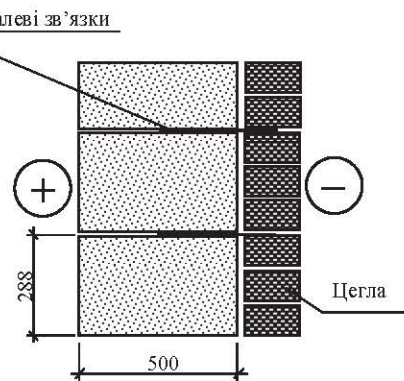
Облицовання сайдингом



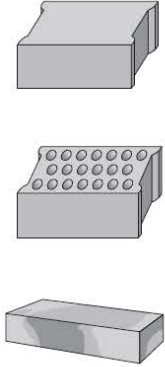
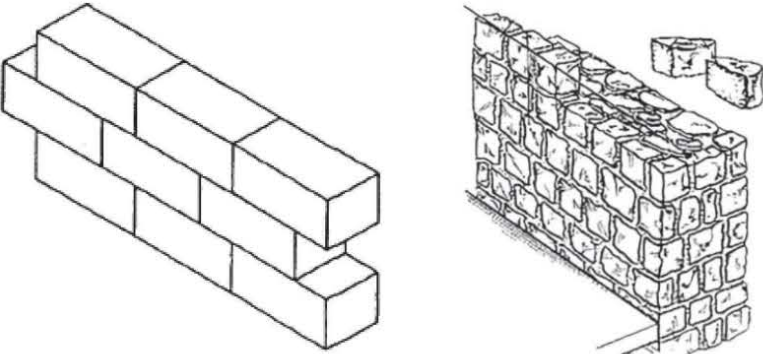
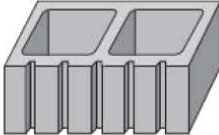
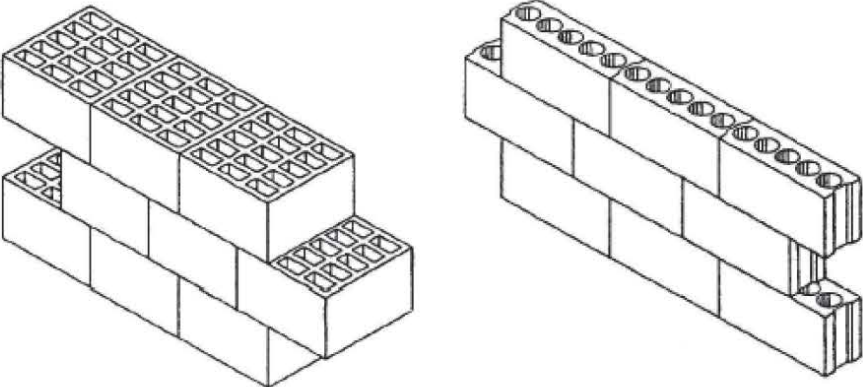
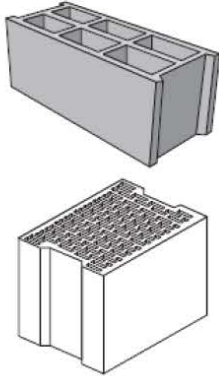
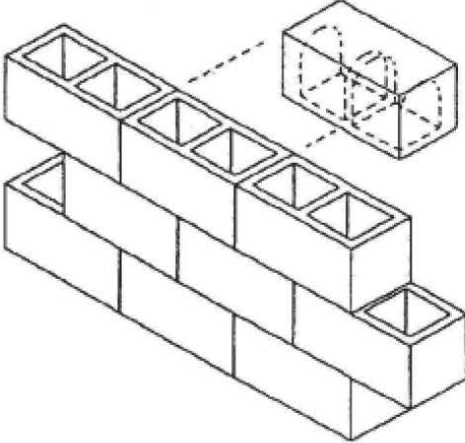
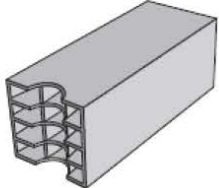
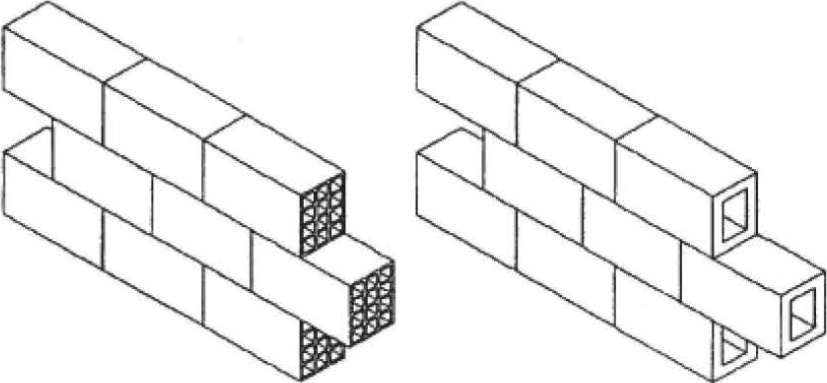
Пустотні бетонні блоки



Піносілікатні (пінобетонні) блоки



Групи каменів

Група каменю	Приклади каменів	Приклади перев'язок кладки відповідних груп
1		
2		
3		
4		

	Матеріали та межі для блоків кам'яної кладки							
	Група 1 (всі матеріали)		Група 2		Група 3		Група 4	
		Камінь	Вертикальні отвори				Горизонтальні отвори	
Обсяг усіх отворів (% від загального обсягу)	≤ 25	глиняний блок	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		силікатний блок	> 25; ≤ 55		Не використовується		Не використовується	
		блок бетонної кладки	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50	
Обсяг любого отвору (% від загального обсягу)	≤ 12,5	глиняний блок	Кожний з множини отворів ≤ 2 зажимних отворів до 12,5		Кожний з множини отворів ≤ 2 зажимних отворів до 12,5		Кожний з множини отворів ≤ 30	
		силікатний блок	Кожний з множини отворів ≤ 15 зажимних отворів до 30		Не використовується		Не використовується	
		блок бетонної кладки	Кожний з множини отворів ≤ 30 зажимних отворів до 30		Кожний з множини отворів ≤ 30 зажимних отворів до 30		Кожний з множини отворів ≤ 25	
Задекларовані величини товщини ребер (перемичок) та оболонок (мм)	Немає вимог		перемичка	оболонка	перемичка	оболонка	перемичка	оболонка
		глиняний блок	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		силікатний блок			Не використовується		Не використовується	
		блок бетонної кладки	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Задекларовані величини сумарної товщини* ребер (перемичок) та оболонок (% від загальної ширини)	Немає вимог	глиняний блок	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		силікатний блок	≥ 20		Не використовується		Не використовується	
		блок бетонної кладки	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

* - сумарна товщина – товщина перемичок і оболонок, виміряна горизонтально у відповідному напрямку. Контроль за кваліфікаційним випробуванням, яке повторюється тільки у випадку принципових змін у проектних розмірах блоку.

** - у випадку конічних отворів або чарункових отворів використовується середнє значення товщини перемичок і оболонок.

Види каменів і блоків та їх класифікація

	Вид каменю або блоку		Матеріал каменю або блоку
А	Глиняний блок	А.1	Цегла глиняна повнотіла
		А.2	Цегла глиняна пустотіла
		А.3	Керамічний камінь
Б	Силікатний блок	Б.1	Цегла силікатна
		Б.2	Силікатний камінь
В	Блок бетонної кладки (з щільними і легкими заповнювачами)	В.1	Бетонний камінь суцільний
		В.2	Бетонний камінь пустотілий
Г	Блок із ніздрюватого бетону	Г.1	Бетонний камінь із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення
Д	Блок бетонний заводського виготовлення	Д.1	Бетонний камінь із важкого бетону
		Д.2	Бетонний камінь із легкого бетону на пористих заповнювачах
		Д.3	Бетонний камінь із щільного силікатного бетону
		Д.4	Бетонний камінь із перлітобетону
Е	Блок із природного каменю	Е.1	Природні камені із гірських порід (магматичних, осадових, метаморфічних)

Нормативна міцність каменю на стиск

Вид каменю або блоку	Група каменю	Нормативна середня міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)
Глиняний блок	1, 2, 3, 4	2; 4; 6; 8; 10; 12; 16; 20; 25; 30; 50; 75
Силікатний блок	1, 2	2; 4; 6; 8; 10; 12; 16; 20; 25; 30; 50
Блок бетонної кладки (з щільними і легкими заповнювачами)	1, 2, 3, 4	2; 4; 6; 8; 10; 12; 16; 20; 25; 30; 50; 75
Блок із ніздрюватого бетону	1	2; 4; 6; 8; 10; 12; 16; 20; 25; 30; 50
Блок бетонний заводського виготовлення	1	2; 4; 6; 8; 10; 12; 16; 20; 25; 30; 50
Блок із природнього каменю	1	2; 4; 6; 8; 10; 12; 16; 20; 25; 30; 50; 75

Таблиця Д.2.5

Класи розчину

Клас міцності на стиск	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20	Md
Міцність на стиск, f_m МПа (Н/мм ²)	1	2,5	5	10	15	20	d
Примітка: d – міцність при стиску, що вказується виробником, у разі, якщо її значення більше 25 Н/мм ²							

Таблиця Д.2.6

Класифікація розчинів та їх класи

Назва розчину	Клас розчину
Розчин загального призначення	M1;M2,5;M5;M10;M15;M20
Розчин легкий з щільністю $600 < \rho_d \leq 800$ кг/м ³	M2,5;M5;M10
Розчин легкий з щільністю $800 < \rho_d \leq 1300$ кг/м ³	M2,5;M5;M10
Розчин тонкошаровий від 0,5 до 3 мм	—

Таблиця Д.2.7

Коефіцієнт надійності за матеріалом

Вид кладки	Коефіцієнт γ_m
Із цегли і каменів всіх видів, із крупних блоків, рваного буту і бутобетону, цегляна вібрована	2,0
Із крупних і дрібних блоків із ніздрюватих бетонів	2,25

**Значення постійної величини К, що використовується для
розчинів загального призначення, для тонкошарових та легких розчинів**

Стінові камені / Елемент кладки	Розчин загального призначення	Тонкошаровий розчин (горизонтальний шов $0,5 \leq t \leq 3$ мм)	Щільність легкого розчину	
			$600 \leq \rho_d \leq 800$ кг/м ³	$800 < \rho_d \leq 1300$ кг/м ³
Глиняний блок	Група 1	0,55	0,30	0,40
	Група 2	0,45	0,25	0,30
	Група 3	0,35	0,20	0,25
	Група 4	0,35	0,20	0,25
Силікатний блок	Група 1	0,55	–	–
	Група 2	0,45	–	–
Бетонний блок	Група 1	0,55	0,45	0,45
	Група 2	0,45	0,45	0,45
	Група 3	0,40	–	–
	Група 4	0,35	–	–
Блок із ніздрюватого бетону	Група 1	0,55	0,45	0,45
Блок бетонний заводського виготовлення	Група 1	0,45	–	–
Блок із природнього каменю	Група 1	0,45	–	–
– Комбінація будівельного розчину/елемент, що звичайно не використовується, тому не надано значень				

Пружна характеристика кладки K_E

	Вид кладки	Пружна характеристика кладки K_E при класі розчину				
		M20-M2,5	M1	M0,4	M0,2	M0
1	Із крупних блоків, виготовлених з важкого і крупнопористого бетону на важких заповнювачах та з важкого природного каменю ($\rho_d \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2	З каменів, виготовлених із важкого бетону, важких природних каменів та буту	1500	1000	750	500	350
3	Із крупних блоків, виготовлених із бетону на пористих заповнювачах і поризованого, крупнопористого бетону на легких заповнювачах, щільного силікатного бетону та з легкого природного каменю	1000	750	500	500	350
4	Із крупних блоків, виготовлених з ніздрюватих бетонів виду: А	750	750	500	500	350
	Б	500	500	350	350	350
5	Із каменів з ніздрюватих бетонів виду: А	750	500	350	350	200
	Б	500	350	200	200	200
6	Із керамічних каменів	1200	1000	750	500	350
7	Із цегли глиняної пластичного пресування повнотілої та порожнистої, із порожнистих силікатних каменів, із каменів, виготовлених із бетону на пористих заповнювачах і поризованого, із легких природних каменів	1000	750	500	350	200
8	Із цегли силікатної повнотілої та порожнистої	750	500	350	350	200
9	Із цегли глиняної напівсухого пресування повнотілої та порожнистої	500	500	350	350	200

Примітка 1. При визначенні коефіцієнтів зменшення несучої здатності кладки $\Phi_i (\Phi_m)$ для елементів із коефіцієнтом гнучкості $\frac{h_{ef}}{l_{ef}} \leq 8$ допускається приймати величини пружної характеристики кладки з цегли всіх

видів, як для цегли пластичного пресування.

Примітка 2. Наведені у пунктах 7-9 значення пружної характеристики для цегляної кладки розповсюджуються на віброцегляні панелі та блоки.

Примітка 3. Пружна характеристика бутобетону приймається 2000.

Примітка 4. Для кладки на легких розчинах значення пружної характеристики належить приймати згідно даної таблиці з коефіцієнтом 0,7.

Примітка 5. Пружні характеристики з природних каменів допускається уточнювати за спеціальними вказівками, складеними на основі результатів експериментальних досліджень, які затверджено в установленому порядку.

Таблиця Д.2.10

Діапазони коефіцієнтів повзучості ϕ_∞

Вид каменю або блоку	Граничне значення ϕ_∞
Глиняний блок	0,5 – 1,5
Силікатний блок	1,0 – 2,0
Блок бетонної кладки (з щільними і легкими заповнювачами)	1,0 – 2,0
Блок із ніздрюватого бетону	1,0 – 3,0
Блок бетонний заводського виготовлення	0,5 – 1,5
Блок із природного каменю	≈ 0

Таблица Д.2.11

Таблица Д.2.11

Таблица Д.2.12

Таблица Д.2.12

Таблица Д.2.13

Таблица Д.2.13

Міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \leq \rho_d \leq 800$			Легкий розчин $800 < \rho_d \leq 1300$		
	M20	M15	M10	M5	M2,5	M1		M10	M5	M2,5	M10	M5	M2,5
75	17,7	16,2	14,3	11,6	9,5	7,2	—	8,2	6,7	5,4	10,2	8,3	6,8
50	13,3	12,2	10,8	8,8	7,1	5,4	9,7	6,2	5,0	4,1	7,7	6,3	5,1
30	9,3	8,5	7,6	6,1	5,0	3,8	6,3	4,3	3,5	2,8	5,4	4,4	3,6
25	8,2	7,5	6,6	5,4	4,4	3,3	5,4	3,8	3,1	2,5	4,7	3,9	3,1
20	7,0	6,4	5,7	4,6	3,8	2,8	4,5	3,2	2,6	2,1	4,1	3,3	2,7
16	6,0	5,5	4,9	4,0	3,2	2,4	3,7	2,8	2,3	1,8	3,5	2,8	2,3
12	4,9	4,5	4,0	3,2	2,6	2,0	2,9	2,3	1,8	1,5	2,8	2,3	1,9
10	4,3	4,0	3,5	2,8	2,3	1,8	2,5	2,0	1,6	1,3	2,5	2,0	1,6
8	3,7	3,4	3,0	2,4	2,0	1,5	2,0	1,7	1,4	1,1	2,1	1,7	1,4
6	3,0	2,8	2,4	2,0	1,6	1,2	1,6	1,4	1,1	0,9	1,7	1,4	1,2
4	2,3	2,1	1,8	1,5	1,2	0,9	1,1	1,1	0,9	0,7	1,3	1,1	0,9
2	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,4	0,8	0,7	0,5
Примітка. До глиняних блоків відноситься – цегла глиняна повнотіла, цегла глиняна пустотіла, керамічний камінь.													

Характеристичний опір кладки на стиск f_k , МПа (Н/мм²) при відповідних класах розчинів
із **силікатних блоків групи 1**

Міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)	Розчин загального призначення						Тонкий шов
	M20	M15	M10	M5	M2,5	M1	
75	27,7	25,5	22,5	18,3	14,9	11,3	—
50	20,9	19,2	17,0	13,8	11,2	8,5	22,2
30	14,6	13,4	11,9	9,6	7,8	5,9	14,4
25	12,9	11,8	10,4	8,5	6,9	5,2	12,3
20	11,0	10,1	8,9	7,3	5,9	4,5	10,2
16	9,4	8,6	7,6	6,2	5,0	3,8	8,4
12	7,7	7,1	6,2	5,1	4,1	3,1	6,6
10	6,8	6,2	5,5	4,5	3,6	2,8	5,7
8	5,8	5,3	4,7	3,8	3,1	2,4	4,7
6	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,7
4	3,6	3,3	2,9	2,4	1,9	1,5	2,6
2	2,2	2,0	1,8	1,4	1,2	0,9	1,4

Примітка. До силікатних блоків відноситься – цегла силікатна, силікатний камінь.

Характеристичний опір кладки на стиск f_k , МПа (Н/мм²) при відповідних класах розчинів
із **силікатних блоків групи 2**

Міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)	Розчин загального призначення						Тонкий шов
	M20	M15	M10	M5	M2,5	M1	
75	22,7	20,8	18,4	15,0	12,2	9,2	—
50	17,1	15,7	13,9	11,3	9,2	7,0	18,1
30	12,0	11,0	9,7	7,9	6,4	4,9	11,7
25	10,5	9,7	8,5	6,9	5,6	4,3	10,0
20	9,0	8,3	7,3	5,9	4,8	3,7	8,3
16	7,7	7,1	6,3	5,1	4,1	3,1	6,9
12	6,3	5,8	5,1	4,2	3,4	2,6	5,4
10	5,5	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3	4,6
8	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,8
6	3,9	3,6	3,1	2,6	2,1	1,6	3,0
4	2,9	2,7	2,4	1,9	1,6	1,2	2,1
2	1,8	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7	1,2

Примітка. До силікатних блоків відноситься – цегла силікатна, силікатний камінь.

Характеристичний опір кладки на стиск f_k , МПа (Н/мм²) при відповідних класах розчинів із бетонних блоків групи 1

Міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \leq \rho_d \leq 1300$		
	M20	M15	M10	M5	M2,5	M1		M10	M5	M2,5
75	27,7	25,5	22,5	18,3	14,9	11,3	—	18,4	15,0	12,2
50	20,9	19,2	17,0	13,8	11,2	8,5	22,2	13,9	11,3	9,2
30	14,6	13,4	11,9	9,6	7,8	5,9	14,4	9,7	7,9	6,4
25	12,9	11,8	10,4	8,5	6,9	5,2	12,3	8,5	6,9	5,6
20	11,0	10,1	8,9	7,3	5,9	4,5	10,2	7,3	5,9	4,8
16	9,4	8,6	7,6	6,2	5,0	3,8	8,4	6,3	5,1	4,1
12	7,7	7,1	6,2	5,1	4,1	3,1	6,6	5,1	4,2	3,4
10	6,8	6,2	5,5	4,5	3,6	2,8	5,7	4,5	3,7	3,0
8	5,8	5,3	4,7	3,8	3,1	2,4	4,7	3,8	3,1	2,5
6	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,7	3,1	2,6	2,1
4	3,6	3,3	2,9	2,4	1,9	1,5	2,6	2,4	1,9	1,6
2	2,2	2,0	1,8	1,4	1,2	0,9	1,4	1,5	1,2	1,0
Примітка. До бетонних блоків відноситься – бетонний камінь суцільний, бетонний камінь пустоїлий.										

Таблиця Д.2.18

Таблиця Д.2.18

Таблиця Д.2.19

Характеристичний опір кладки на стиск f_k , МПа (Н/мм²) при відповідних класах розчинів
із **бетонних блоків групи 3**

Міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)	Розчин загального призначення						Тонкий шов
	M20	M15	M10	M5	M2,5	M1	
75	20,2	18,5	16,4	13,3	10,8	8,2	—
50	15,2	13,9	12,3	10,0	8,1	6,2	13,9
30	10,6	9,7	8,6	7,0	5,7	4,3	9,0
25	9,4	8,6	7,6	6,2	5,0	3,8	7,7
20	8,0	7,3	6,5	5,3	4,3	3,3	6,4
16	6,8	6,3	5,6	4,5	3,7	2,8	5,3
12	5,6	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3	4,1
10	4,9	4,5	4,0	3,2	2,6	2,0	3,5
8	4,2	3,9	3,4	2,8	2,3	1,7	2,9
6	3,4	3,2	2,8	2,3	1,8	1,4	2,3
4	2,6	2,4	2,1	1,7	1,4	1,1	1,6
2	1,6	1,5	1,3	1,1	0,9	0,6	0,9

Примітка. До бетонних блоків відноситься – бетонний камінь суцільний, бетонний камінь пустотілий.

Таблиця Д.2.20

Характеристичний опір кладки на стиск f_k , МПа (Н/мм²) при відповідних класах розчинів
із **бетонних блоків групи 4**

Міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)	Розчин загального призначення					
	M20	M15	M10	M5	M2,5	M1
75	17,7	16,2	14,3	11,6	9,5	7,2
50	13,3	12,2	10,8	8,8	7,1	5,4
30	9,3	8,5	7,6	6,1	5,0	3,8
25	8,2	7,5	6,6	5,4	4,4	3,3
20	7,0	6,4	5,7	4,6	3,8	2,8
16	6,0	5,5	4,9	4,0	3,2	2,4
12	4,9	4,5	4,0	3,2	2,6	2,0
10	4,3	4,0	3,5	2,8	2,3	1,8
8	3,7	3,4	3,0	2,4	2,0	1,5
6	3,0	2,8	2,4	2,0	1,6	1,2
4	2,3	2,1	1,8	1,5	1,2	0,9
2	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6

Примітка. До бетонних блоків відноситься – бетонний камінь суцільний, бетонний камінь пустотілий.

Таблица Д.2.21

Таблица Д.2.21

Таблиця Д.2.22

Характеристичний опір кладки на стиск f_k , МПа (Н/мм²) при відповідних класах розчинів
із **бетонних блоків заводського виготовлення групи 1**

Міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)	Розчин загального призначення						Тонкий шов
	M20	M15	M10	M5	M2,5	M1	
75	22,7	20,8	18,4	15,0	12,2	9,2	—
50	17,1	15,7	13,9	11,3	9,2	7,0	20,9
30	12,0	11,0	9,7	7,9	6,4	4,9	13,5
25	10,5	9,7	8,5	6,9	5,6	4,3	11,6
20	9,0	8,3	7,3	5,9	4,8	3,7	9,6
16	7,7	7,1	6,3	5,1	4,1	3,1	7,9
12	6,3	5,8	5,1	4,2	3,4	2,6	6,2
10	5,5	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3	5,3
8	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	4,4
6	3,9	3,6	3,1	2,6	2,1	1,6	3,4
4	2,9	2,7	2,4	1,9	1,6	1,2	2,4
2	1,8	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7	1,4

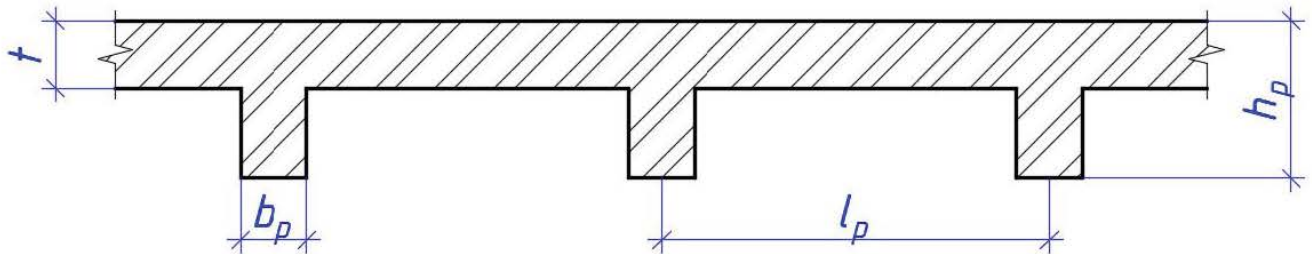
Примітка. До бетонних блоків заводського виготовлення відноситься – бетонний камінь із важкого бетону, бетонний камінь із легкого бетону на пористих заповнювачах, бетонний камінь із щільного силікатного бетону, бетонний камінь із перлітобетону.

Таблиця Д.2.23

Характеристичний опір кладки на стиск f_k , МПа (Н/мм²) при відповідних класах розчинів
із **блоків природнього каменю групи 1**

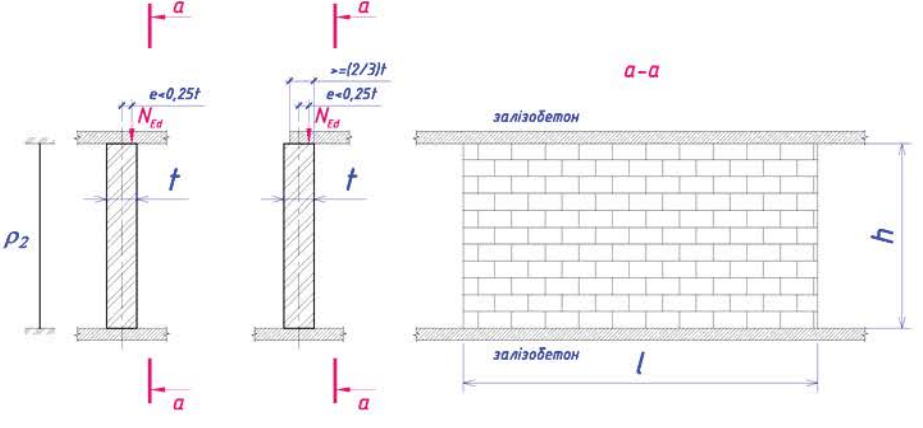
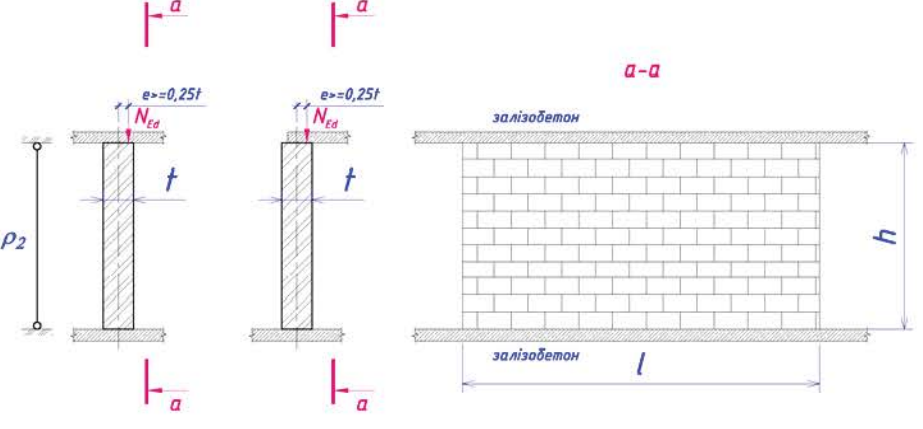
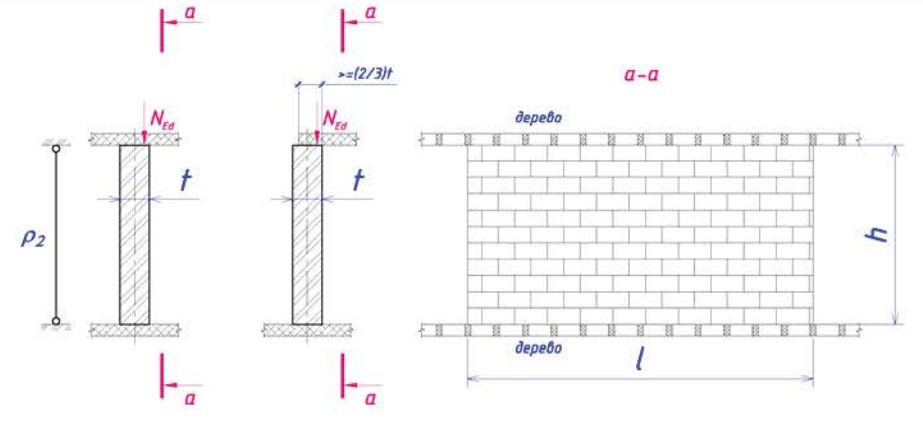
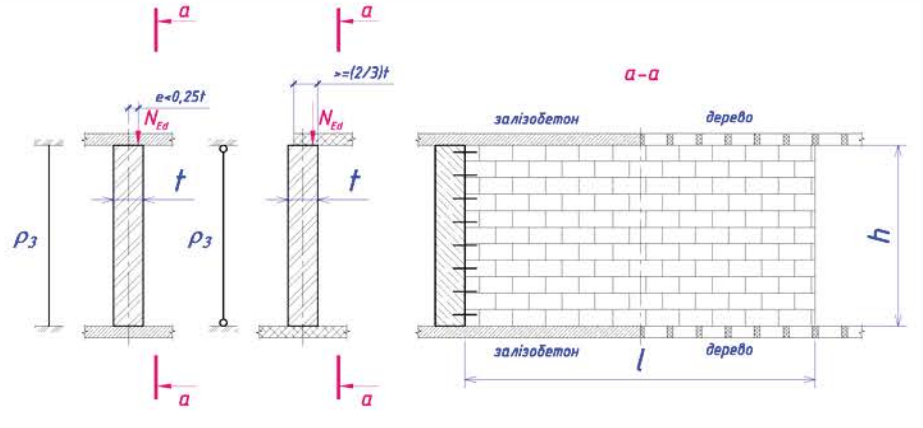
Міцність каменю на стиск, f_b , МПа (Н/мм ²)	Розчин загального призначення					
	M20	M15	M10	M5	M2,5	M1
75	22,7	20,8	18,4	15,0	12,2	9,2
50	17,1	15,7	13,9	11,3	9,2	7,0
30	12,0	11,0	9,7	7,9	6,4	4,9
25	10,5	9,7	8,5	6,9	5,6	4,3
20	9,0	8,3	7,3	5,9	4,8	3,7
16	7,7	7,1	6,3	5,1	4,1	3,1
12	6,3	5,8	5,1	4,2	3,4	2,6
10	5,5	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3
8	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9
6	3,9	3,6	3,1	2,6	2,1	1,6
4	2,9	2,7	2,4	1,9	1,6	1,2
2	1,8	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7

Примітка. До блоків із природнього каменю (або буту) відносяться – природні камені із гірських порід (магматичних, осадових, метаморфічних).

Коефіцієнти жорсткості ρ_t для стін, підкріплених опорними конструкціями

Відношення кроку між пілястрами до ширини пілястри $\frac{l_p}{b_p}$	Відношення товщини пілястри до товщини стіни $\frac{h_p}{t}$		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0
ПРИМІТКА: дозволяється лінійна інтерполяція між значеннями, що наведені у таблиці.			

Коефіцієнт зменшення висоти стіни ρ_n в залежності від закріплення стіни у верхній і у нижній опорі та підсилення вертикальними ребрами жорсткості

$\rho_2 = 0,75$	
$\rho_2 = 1,0$	
$\rho_2 = 1,0$	
при $h \leq 3,5l$ $\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \rho_2$ при $h > 3,5l$ $\rho_3 = \frac{1,5l}{h} \geq 0,3$	

при $h \leq 1,15l$ $\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2$ при $h > 1,15l$ $\rho_4 = \frac{0,5l}{h}$	
---	--

Понижуючі коефіцієнти обґрунтовуються необхідністю:

- визначити чи може бути наверху стіни який-небудь поворот перерізів (навіть незначний);
- якщо повороту немає, оцінити «повне защемлення» по краям стіни (у цьому випадку використовується значення $\rho_2 = 0,75$);
- якщо поворот має місце, тобто можливе будь-яке зрушення (навіть незначне), оцінити «закріплений стан» (у цьому випадку використовується значення $\rho_2 = 1,0$).

Тобто, у разі стримуючого ефекту у опорних перерізах стіни (від зрушення або повороту) завдяки суцільним (або близьким до них) перекриттям, що тримаються на великій площі стіни, ефективну (розрахункову) висоту стіни можна зменшити.

Приймаються наступні значення понижаючого коефіцієнта зменшення висоти стіни ρ_n :

1) Для стін, обмежених знизу і зверху **залізобетонними** перекриттями або дахами, що перекриваються з обох боків на одному рівні, або тільки з одного боку і мають (або має) опору не менше $2/3$ товщини стіни ($c_1 \geq 0,667t$) і при цьому ексцентриситет прикладеного навантаження у верхній частині стіни не перевищує $1/4$ товщини стіни ($e \leq 0,25t$):

$$\rho_2 = 0,75;$$

для всіх інших випадків **залізобетонних** перекриттів:

$$\rho_2 = 1,0.$$

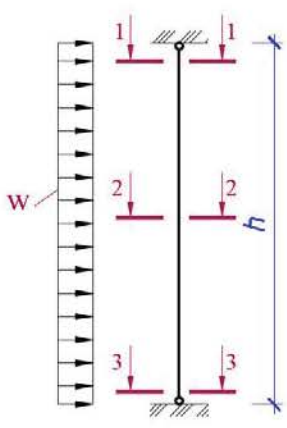
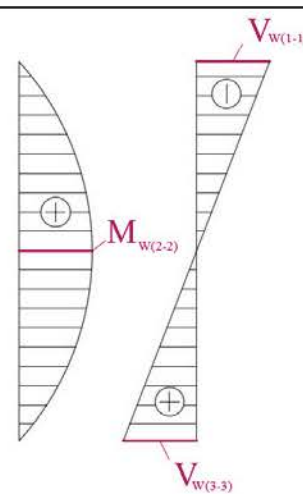
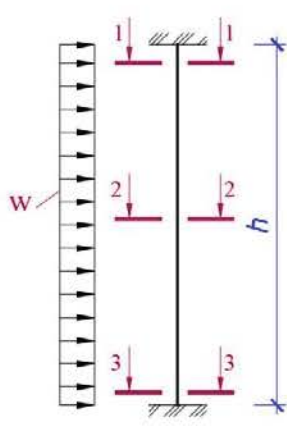
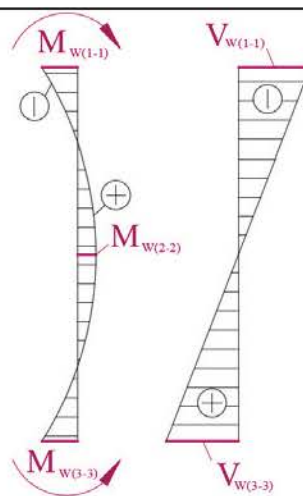
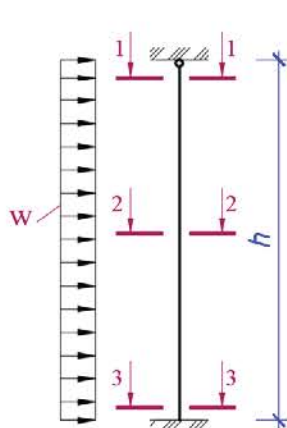
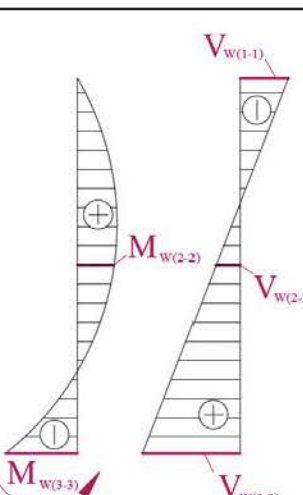
2) Для стін, защемлених вгорі і знизу **дерев'яними** перекриттями або покриттями, розташованими з обох боків на одному рівні, або дерев'яними перекриттями, вкладеними тільки з одного боку, що мають довжину опирання не менше $2/3$ товщини стіни, але не менше ніж 85 мм:

$$\rho_2 = 1,0.$$

3) Для стін, защемлених вгорі і знизу, і підкріплених з **одного** вертикального боку (ρ_3) або з **двох** вертикальних боків (ρ_4) значення понижаючого коефіцієнта зменшення висоти стіни залежать від співвідношення висоти стіни до її довжини між вертикальними ребрами (див. табл. Д.2.25).

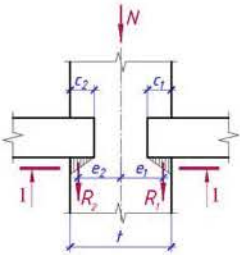
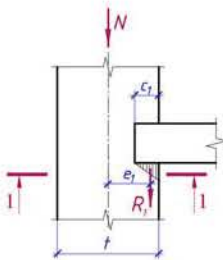
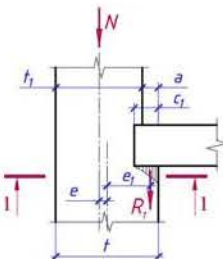
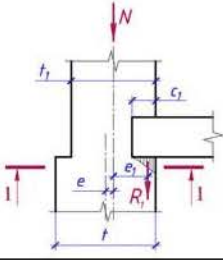
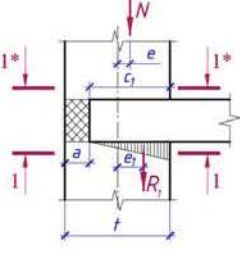
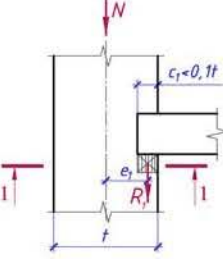
Таблиця Д.2.26

Епюри згинальних моментів і опорні реакції

№ п/п	Схема навантаження	Епюри згинальних моментів і поперечних сил	Формули
1			$M_{w(1-1)} = 0 \quad V_{w(1-1)} = \frac{wh}{2}$ $M_{w(2-2)} = \frac{wh^2}{8} \quad V_{w(2-2)} = 0$ $M_{w(3-3)} = 0 \quad V_{w(3-3)} = \frac{wh}{2}$
2			$M_{w(1-1)} = \frac{wh^2}{12} \quad V_{w(1-1)} = \frac{wh}{2}$ $M_{w(2-2)} = \frac{wh^2}{24} \quad V_{w(2-2)} = 0$ $M_{w(3-3)} = \frac{wh^2}{12} \quad V_{w(3-3)} = \frac{wh}{2}$
3			$M_{w(1-1)} = 0 \quad V_{w(1-1)} = \frac{3}{8}wh$ $M_{w(2-2)} = \frac{wh^2}{16} \quad V_{w(2-2)} = \frac{1}{8}wh$ $M_{w(3-3)} = \frac{wh^2}{8} \quad V_{w(3-3)} = \frac{5}{8}wh$

Правило знаків для епюри моментів: знак «-» – розтягнута ліва (зовнішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни; знак «+» – розтягнута права (внутрішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни.

Епюри згинальних моментів і опорні реакції

№ п/п	Схема навантаження	Розрахункові зусилля	
1		<u>В перерізі 1-1</u> $N_{Ed} = N + R_1 + R_2$ $e_{1(2)} = \left(\frac{t}{2} - \frac{c_{1(2)}}{3} \right) \leq 0,45t$ $M_{Ed} = R_2 e_2 - R_1 e_1$	
2		<u>В перерізі 1-1</u> $N_{Ed} = N + R_1$ $e_1 = \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) \leq 0,45t$ $M_{Ed} = -R_1 e_1$	
3		<u>В перерізі 1-1</u> $N_{Ed} = N + R_1$ $e_1 = \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) \leq 0,45t; \quad e = \frac{1}{2}(t_1 - t)$ $M_{Ed} = Ne - R_1 e_1$	
4		<u>В перерізі 1-1</u> $N_{Ed} = N + R_1$ $e_1 = \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{3} \right) \leq 0,45t; \quad e = \frac{1}{2}(t_1 - t)$ $M_{Ed} = -(R_1 e_1 + Ne)$	
5		<u>В перерізі 1*-1*</u> $N_{Ed} = N$ $e = \frac{t}{2} - \frac{t-a}{2}$ $M_{Ed} = -Ne$	<u>В перерізі 1-1</u> $N_{Ed} = N + R_1$ $e_1 = \frac{t}{2} - \frac{c_1}{3}$ $M_{Ed} = -(R_1 e_1 + Ne)$
6		<u>В перерізі 1-1</u> $N_{Ed} = N + R_1$ $e_1 = \left(\frac{t}{2} - \frac{c_1}{2} \right) > 0,45t$ $M_{Ed} = -R_1 e_1$	

Правило знаків для епюри моментів: знак «-» – розтягнута ліва (зовнішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни; знак «+» – розтягнута права (внутрішня) грань стіни відносно геометричної осі стіни.

Спрощений метод розрахунку позаплощинного ексцентриситету навантаження на стіну
(додаток В ДБН В.2.6-162:2010)

При визначенні ексцентриситету навантаження на стіни, вузол між стіною і перекриттям можна розглядати спрощено за припущення, що поперечні перерізи не мають тріщин, а матеріали працюють у межах пружності. Розрахунок можна виконувати як рамної конструкції або окремих вузлів. Розрахунок вузла можна виконувати за спрощеною схемою, як це показано на рисунку Д.2.28. Якщо елементів менше ніж чотири, то неіснуючими елементами необхідно знехтувати.

Кінці елементів, які віддаленні від місця сполучення (вузла), повинні розглядатися, як защемлені, якщо тільки не відомо, що вони зовсім не сприймають дію моменту – в цьому випадку їх можна розглядати як шарнірно закріплені.

Крайовий момент M_1 у вузлі рами **a**, може визначатись за формулою (Д.2.28), а крайовий момент M_2 у вузлі рами **b**, визначається аналогічно, але з використанням $E_2 I_2 / h_2$ замість $E_1 I_1 / h_1$ у чисельнику.

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right], \quad (\text{Д.2.28})$$

де n_i – коефіцієнти жорсткості для елементів, приймається $n_i = 4$ для елементів, защемлених з двох кінців, в інших випадках $n_i = 3$;

E_i – модуль пружності i -го елемента рами, де $i=1, 2, 3, 4$;

I_i – момент інерції площі поперечного перерізу i -го елемента рами, де $i=1, 2, 3, 4$;

h_1 – габаритна висота елемента 1 (стіни) у просвіті;

h_2 – габаритна висота елемента 2 (стіни) у просвіті;

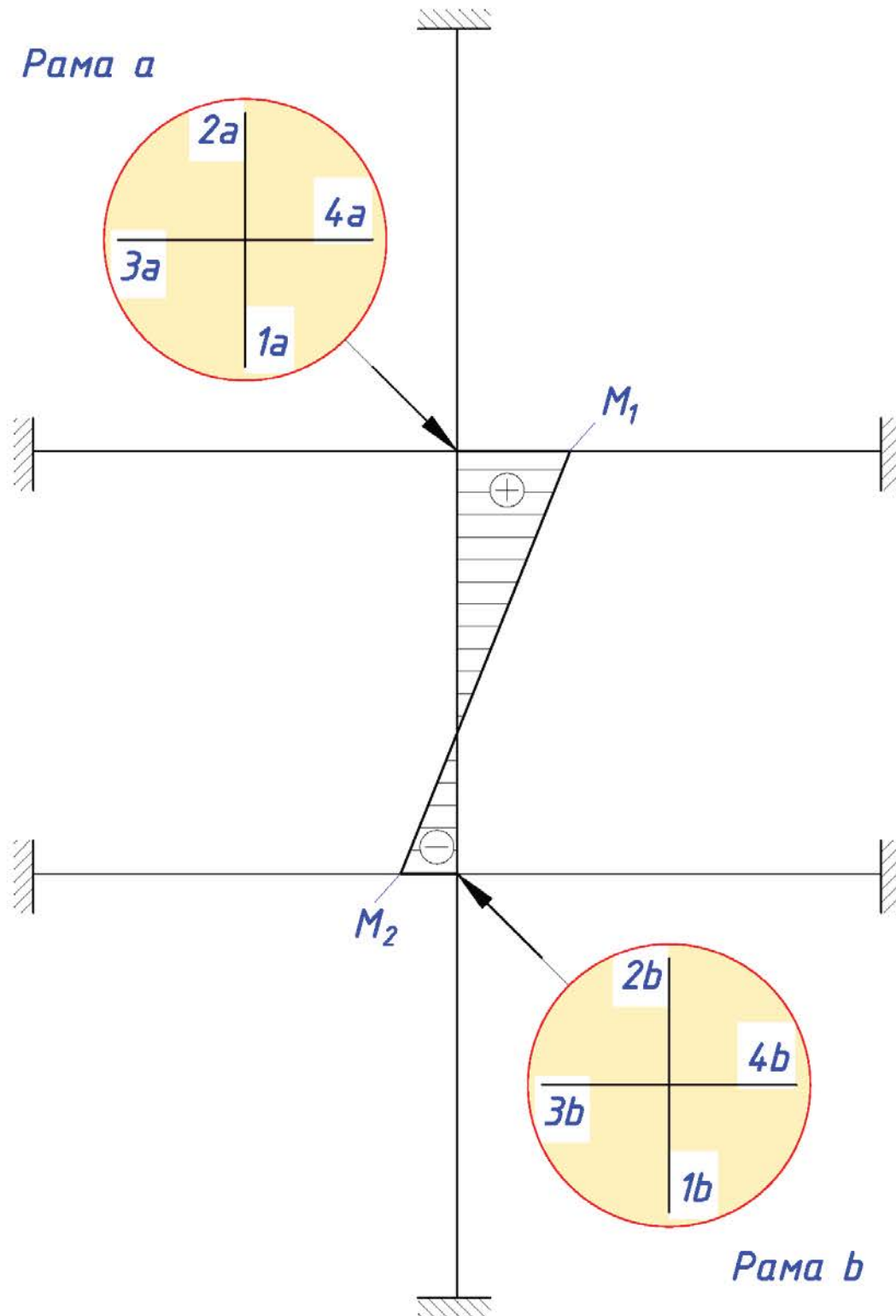
l_3 – проліт елемента 3 (плити перекриття) у чистоті;

l_4 – проліт елемента 4 (плити перекриття) у чистоті;

q_3 – розрахункова величина рівномірно розподіленого навантаження, прикладеного до елемента 3, із застосуванням коефіцієнтів надійності з урахуванням несприятливої дії;

q_4 – розрахункова величина рівномірно розподіленого навантаження, прикладеного до елемента 4, із застосуванням коефіцієнтів надійності з урахуванням несприятливої дії.

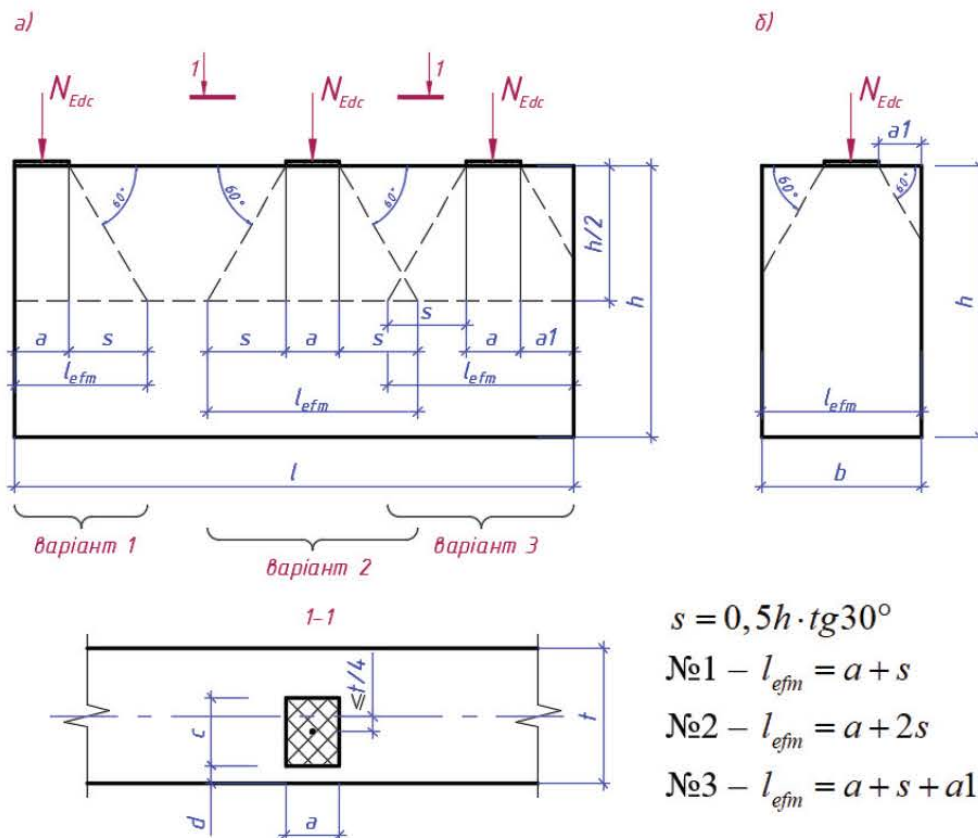
Примітка. Спрощена модель рами, яка використовується на рисунку Д.2.28 не придатна для перекриттів із дерев'яних балок. У таких випадках застосовують пункт В.5 додатку В ДБН В.2.6-162:2010.



Примітка. Момент M_1 визначається з рами а, а момент M_2 — з рами b.

Рис. Д.2.28. Спрощена схема рами.

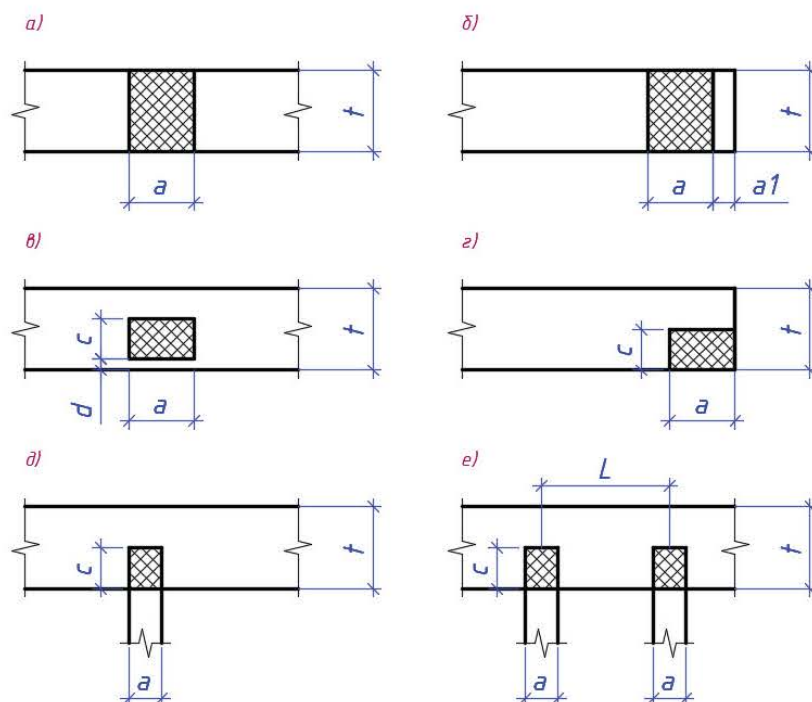
Варіанти завантаження зосередженим навантаженням по довжині стіни (простінка)



Розподіл зосередженого навантаження на: а) стіну; б) простінок

Таблиця Д.2.30

Схеми завантаження зосередженим навантаженням у плані



Навантажена площа:

а) $A_b = a \cdot t$

б) $A_b = a \cdot t$

в) $A_b = a \cdot c$

г) $A_b = a \cdot c$

д) $A_b = a \cdot c$

е) $A_b = 2 \cdot a \cdot c$

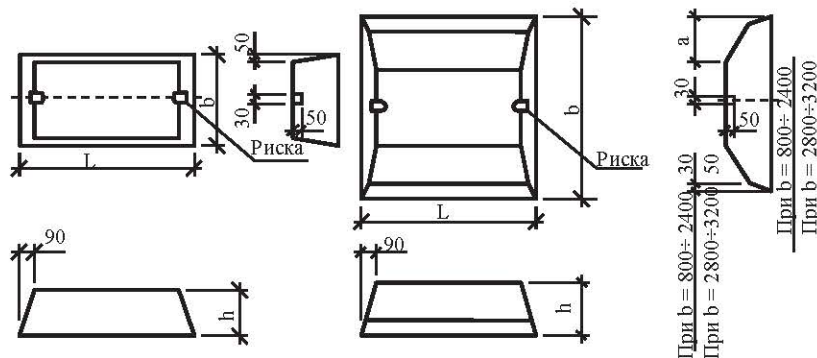
ДОДАТОК ДЗ

Таблиця Д.3.1

Плити залізобетонні стрічкових фундаментів (ДСТУ Б В.2.6-109:2010)

Плити шириною 600 мм

Плити шириною 800-3200 мм



Таблиця Д.3.1.1

Марка плити	Основні розміри плити, мм				Бетон, м³	Маса плити, т
	b	l	h	a		
ФЛ6.24-1	600	2380	300	-	0,37	0,93
ФЛ6.12-4	600	1180	300	-	0,18	0,45
ФЛ8.24-1 (ФЛ8.24-2; ФЛ8.24-3; ФЛ8.24-4)	800	2380	300	150	0,46	1,15
ФЛ8.12-1 (ФЛ8.12-2; ФЛ8.12-3; ФЛ8.12-4)	800	1180	300	150	0,22	0,55
ФЛ10.30-1 (ФЛ10.30-2; ФЛ10.30-3; ФЛ10.30-4)	1000	2980	300	250	0,69	1,75
ФЛ10.24-1 (ФЛ10.24-2; ФЛ10.24-3; ФЛ10.24-4)	1000	2380	300	250	0,55	1,38
ФЛ10.12-1 (ФЛ10.12-2; ФЛ10.12-3; ФЛ10.12-4)	1000	1180	300	250	0,26	0,65
ФЛ10.8-1 (ФЛ10.8-2; ФЛ10.8-3; ФЛ10.8-4)	1000	780	300	250	0,17	0,42
ФЛ12.30-1 (ФЛ12.30-2; ФЛ12.30-3; ФЛ12.30-4)	1200	2980	300	350	0,82	2,05
ФЛ12.24-1 (ФЛ12.24-2; ФЛ12.24-3; ФЛ12.24-4)	1200	2380	300	350	0,65	1,63
ФЛ12.12-1 (ФЛ12.12-2; ФЛ12.12-3; ФЛ12.12-4)	1200	1180	300	350	0,31	0,78
ФЛ12.8-1 (ФЛ12.8-2; ФЛ12.8-3; ФЛ12.8-4)	1200	780	300	350	0,2	0,5
ФЛ14.30-1 (ФЛ14.30-2; ФЛ14.30-3; ФЛ14.30-4)	1400	2980	300	400	0,96	2,4
ФЛ14.24-1 (ФЛ14.24-2; ФЛ14.24-3; ФЛ14.24-4)	1400	2380	300	400	0,76	1,90
ФЛ14.12-1 (ФЛ14.12-2; ФЛ14.12-3; ФЛ14.12-4)	1400	1180	300	400	0,36	0,91
ФЛ14.8-1 (ФЛ14.8-2; ФЛ14.8-3; ФЛ14.8-4)	1400	780	300	400	0,23	0,58
ФЛ16.30-1 (ФЛ16.30-2; ФЛ16.30-3; ФЛ16.30-4)	1600	2980	300	500	1,09	2,71
ФЛ16.24-1 (ФЛ16.24-2; ФЛ16.24-3; ФЛ16.24-4)	1600	2380	300	500	0,86	2,15
ФЛ16.12-1 (ФЛ16.12-2; ФЛ16.12-3; ФЛ16.12-4)	1600	1180	300	500	0,41	1,03
ФЛ16.8-1 (ФЛ16.8-2; ФЛ16.8-3; ФЛ16.8-4)	1600	780	300	500	0,26	0,65
ФЛ20.30-1 (ФЛ20.30-2; ФЛ20.30-3; ФЛ20.30-4)	2000	2980	500	700	2,04	5,10
ФЛ20.24-1 (ФЛ20.24-2; ФЛ20.24-3; ФЛ20.24-4)	2000	2380	500	700	1,62	4,05
ФЛ20.12-1 (ФЛ20.12-2; ФЛ20.12-3; ФЛ20.12-4)	2000	1180	500	700	0,78	1,95
ФЛ20.8-1 (ФЛ20.8-2; ФЛ20.8-3; ФЛ20.8-4)	2000	780	500	700	0,50	1,25
ФЛ24.30-1 (ФЛ24.30-2; ФЛ24.30-3; ФЛ24.30-4)	2400	2980	500	900	2,39	5,98
ФЛ24.24-1 (ФЛ24.24-2; ФЛ24.24-3; ФЛ24.24-4)	2400	2380	500	900	1,90	4,75
ФЛ24.12-1 (ФЛ24.12-2; ФЛ24.12-3; ФЛ24.12-4)	2400	1180	500	900	0,91	2,30
ФЛ24.8-1 (ФЛ24.8-2; ФЛ24.8-3; ФЛ24.8-4)	2400	780	500	900	0,58	1,45
ФЛ28.24-1 (ФЛ28.24-2; ФЛ28.24-3; ФЛ28.24-4)	2800	2380	500	1000	2,36	5,90
ФЛ28.12-1 (ФЛ28.12-2; ФЛ28.12-3; ФЛ28.12-4)	2800	1180	500	1000	1,13	2,82
ФЛ28.8-1 (ФЛ28.8-2; ФЛ28.8-3; ФЛ28.8-4)	2800	780	500	1000	0,72	1,80
ФЛ32.12-1 (ФЛ32.12-2; ФЛ32.12-3)	3200	1180	500	1200	1,29	3,23
ФЛ32.8-1 (ФЛ32.8-2; ФЛ32.8-3)	3200	780	500	1200	0,82	2,05

* Плити позначаються марками відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-109:2010. Марка плити складається з буквено-цифрових груп, розділених дефісами. **Перша група** містить позначення найменування конструкції (ФЛ), її ширину і довжину в дециметрах (значення довжини округлюють до цілого числа). **В другій групі** вказують групу плити за несучою здатністю (див. табл. Д3.1.2).

Приклад умовного позначення (марки) плити завширшки 1600 мм, завдовжки 2380 мм, другої групи за несучою здатністю, на середній тиск на основу 0,25 МПа (2,5 кгс/кв. см), при товщині стіни 160 мм:

ФЛ16.24-2.

Таблиця Д.3.1.2

Найбільша допустима величина тиску на основу під підшвою фундаменту

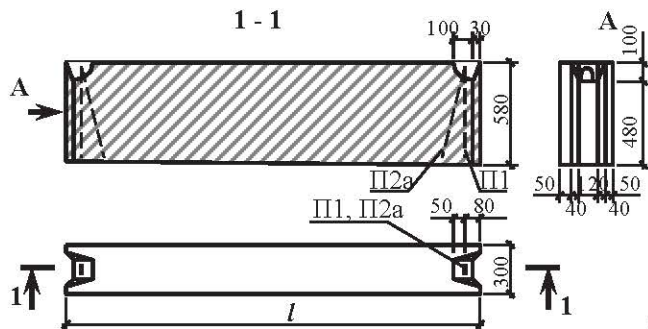
Ширина плити, мм	Товщина стіни не менше, мм	Найбільший допустимий тиск на основу, МПа, для груп за несучою здатністю			
		1	2	3	4
600	160		0,45	0,45	
	300		0,60	0,60	
800	160	0,15	0,35	0,35	0,45
	300	0,25	0,57	0,57	0,60
	500		0,60	0,60	
1000	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,22	0,36	0,45	0,50
1200-3200	160	0,15	0,25	0,35	0,45

Примітки: 1. Розрахунковий тиск на основу під підшвою фундаменту визначають діленням розрахункового вертикального рівномірного погонного навантаження (при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma = 1$) на ширину плити.

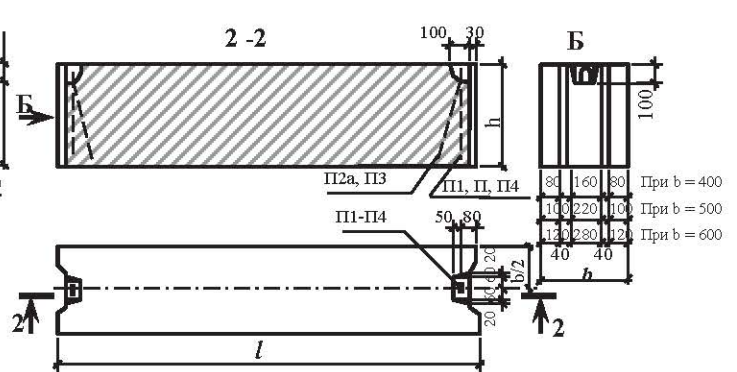
Таблиця Д.3.2

Блоки бетонні для стін підвалів (ДСТУ Б В.2.6-108:2010)

А. Блоки шириною 300 мм



Б. Блоки шириною 400, 500 та 600 мм



Типи і конструкція блоків

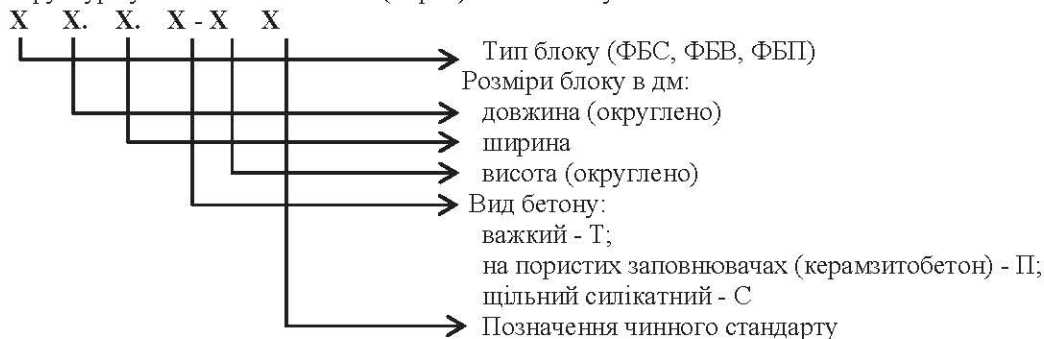
Блоки розділяють на три типи: ФБС - суцільні; ФБВ - суцільні з вирізом для укладання перемичок і пропуску комунікацій під стелями підвалів і технічних підлог; ФБП - порожнисті (з відкритими вниз порожнинами).

Форма і розміри блоків повинні відповідати зазначеним на рисунку вище і в табл. Д.3.2.1.

Таблиця Д.3.2.1

Марка бетону	Розміри, мм			Маса, т	Об'єм, м ³
	Довжина, <i>l</i>	Ширина, <i>b</i>	Висота, <i>h</i>		
1	2	3	4	5	6
ФБС 24.3.6-Т	2380	300	580	0,97	0,406
ФБС 24.4.6-Т	2380	400	580	1,30	0,543
ФБС 24.5.6-Т	2380	500	580	1,63	0,679
ФБС 24.6.6-Т	2380	600	580	1,93	0,815
ФБС 12.4.6-Т	1800	400	580	0,64	0,265
ФБС 12.5.6-Т	1800	500	580	0,79	0,331
ФБС 12.6.6-Т	1800	600	580	0,96	0,398
ФБС 12.4.3-Т	1800	400	280	0,31	0,127
ФБС 12.5.3-Т	1800	500	280	0,38	0,159
ФБС 12.6.3-Т	1800	600	280	0,46	0,191
ФБС 9.3.6-Т	880	300	580	0,35	0,146
ФБС 9.4.6-Т	880	400	580	0,47	0,195
ФБС 9.5.6-Т	880	500	580	0,59	0,244
ФБС 9.6.6-Т	880	600	580	0,70	0,293

Структура умовного позначення (марок) блоків наступна:



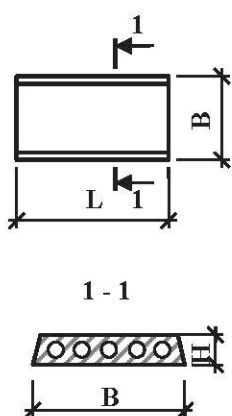
Приклад умовного позначення блоку типу ФБС, завдовжки 2380 мм, завширшки 400 мм і заввишки 580 мм, з важкого бетону: **ФБС 24.4.6 -Т ДСТУ Б В.2.6-108:2010**.

Те саме, типу ФБВ, завдовжки 880 мм, завширшки 400 мм і заввишки 580 мм, з бетону на пористих заповнювачах (керамзитобетону): **ФБВ 9.4.6 -П ДСТУ Б В.2.6-108:2010**.

Те саме, типу ФБП, завдовжки 2380 мм, завширшки 500 мм і заввишки 580 мм, зі щільного силікатного бетону: **ФБП 24.5.6 - ДСТУ Б В.2.6-108:2010**.

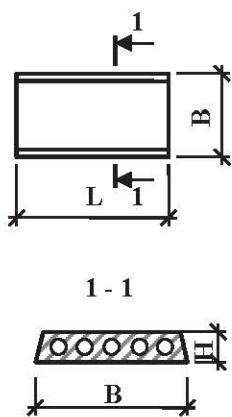
Таблиця Д.3.3

Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні з круглими пустотами
(ДСТУ Б В.2-6-53:2008, серія 1.141-1)

Вид конструкції та ескіз	Марка	Розміри, мм			Примітка
		L	B	H	
	1ПК24.10	2380	990	220	1. Панелі перекриттів призначені для застосування під час проектування житлових і громадських будівель для будівництва у звичайних умовах. Панелі запроектовані під розрахункове навантаження 450, 600, 800 кгс/м2 (без урахування власної маси). * Плити позначають марками відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-53. Марка плити складається з буквено-цифрових груп, розділених дефісами. В першій групі вказують позначення типу плити, довжину і ширину плити в дециметрах, значення яких округлюють до цілого числа. У другій групі вказують: розрахункове навантаження на плиту в кілопаскалях (кілограм-сила на квадратний метр) або порядковий номер плити за несучою здатністю; клас сталі напружуваної арматури (для попередньо напружених плит); вид бетону (Л - легкий бетон, С - щільний силікатний бетон; важкий бетон не позначають). У третій групі, за необхідності, вказують додаткові характеристики, що відображають особливі умови застосування плит (наприклад, їхню стійкість до впливу агресивних газоподібних середовищ, сейсмічних впливів), а також позначення конструктивних особливостей плит (наприклад, наявність додаткових закладних виробів). Приклад умовного позначення (марки) плити типу 1ПК завдовжки 6280 мм, завширшки 1490 мм, розрахованої під розрахункове навантаження 6 кПа, виготовленої з легкого бетону з напруженою арматурою класу Ат-V:1ПК63.15-6АтVЛ
	1ПК27.9	2680			
	1ПК30.10	2980			
	1ПК36.10	3580			
	1ПК39.10	3880			
	1ПК42.10	4180			
	1ПК48.10	4780			
	1ПК51.10	5080			
	1ПК54.10	5380			
	1ПК57.10	5680			
	1ПК60.10	5980			
	1ПК63.10	6280			
	1ПК66.10	6580			
	1ПК90.10	8980		300	
	1ПК24.12	2380	1190	220	
	1ПК27.12	2680			
	1ПК30.12	2980			
	1ПК36.12	3580			
	1ПК39.12	3880			
	1ПК42.12	4180			
	1ПК48.12	4780			
	1ПК51.12	5080			
	1ПК54.12	5380			
	1ПК57.12	5680			
	1ПК60.12	5980			
	1ПК63.12	6280			
	1ПК66.12	6580			
	1ПК72.12	7180			
	1ПК90.12	8980		300	
	1ПК24.15	2380	1490		
	1ПК27.15	2680			
	1ПК30.15	2980			
	1ПК36.15	3580			
	1ПК39.15	3880			
	1ПК42.15	4180			
	1ПК48.15	4780			
	1ПК51.15	5080			
	1ПК54.15	5380			
	1ПК57.15	5680			
	1ПК60.15	5980			
	1ПК63.15	6280			
	1ПК66.15	6580			
	1ПК72.15	7180			
	1ПК90.15	8980		300	
	1ПК24.18	2380	1790		
	1ПК30.18	2980			
	1ПК36.18	3580			
	1ПК39.18	3880			
	1ПК42.18	4180			
	1ПК48.18	4780			
	1ПК51.18	5080			
	1ПК54.18	5380			
	1ПК57.18	5680			
	1ПК60.18	5980			
	1ПК63.18	6280			

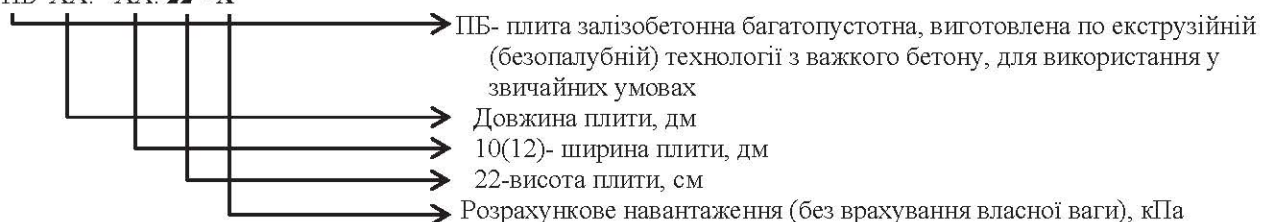
Таблиця Д.3.4

**Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні з круглими пустотами (ДСТУ Б В.2-6-53:2008)
(виготовлені по екструзійній технології)**

Вид конструкції та ескіз	Марка	Розміри, мм			Примітка	
		L	B	H		
	ПБ 24.10.22-8	2400	995	220	1. Панелі перекриттів призначені для застосування під час проектування житлових і громадських будівель для будівництва у звичайних умовах. Панелі запроектовані під розрахункове навантаження 800,1250 кгс/м2 (без урахування власної маси).	
	ПБ 36.10.22-8	3600				
	ПБ 42.10.22-8	4200				
	ПБ 48.10.22-8	4800				
	ПБ 54.10.22-8	5400				
	ПБ 57.10.22-8	5700				
	ПБ 63.10.22-8	6300				
	ПБ 66.10.22-8	6600				
	ПБ 72.10.22-8	7200				
	ПБ 80.10.22-8	8000				
	ПБ 90.10.22-8	9000				
	ПБ 100.10.22-8	10000				
	ПБ 24.10.22-12,5	2400				
	ПБ 36.10.22-12,5	3600				
	ПБ 42.10.22-12,5	4200				
	ПБ 48.10.22-12,5	4800				
	ПБ 54.10.22-12,5	5400				
	ПБ 57.10.22-12,5	5700				
	ПБ 63.10.22-12,5	6300				
	ПБ 66.10.22-12,5	6600				
	ПБ 72.10.22-12,5	7200				
	ПБ 80.10.22-12,5	8000				
	ПБ 90.10.22-12,5	9000				
	ПБ 100.10.22-12,5	10000				
	ПБ 24.12.22-8	2400	1195			220
	ПБ 36.12.22-8	3600				
	ПБ 42.12.22-8	4200				
	ПБ 48.12.22-8	4800				
	ПБ 54.12.22-8	5400				
	ПБ 57.12.22-8	5700				
	ПБ 63.12.22-8	6300				
	ПБ 66.12.22-8	6600				
	ПБ 72.12.22-8	7200				
	ПБ 80.12.22-8	8000				
	ПБ 90.12.22-8	9000				
	ПБ 100.12.22-8	10000				
ПБ 24.12.22-8	2400					
ПБ 36.12.22-8	3600					
ПБ 42.12.22-8	4200					
ПБ 48.12.22-8	4800					
ПБ 54.12.22-8	5400					
ПБ 57.12.22-8	5700					
ПБ 63.12.22-8	6300					
ПБ 66.12.22-8	6600					
ПБ 72.12.22-8	7200					
ПБ 80.12.22-8	8000					
ПБ 90.12.22-8	9000					
ПБ 100.10.22-8	10000					

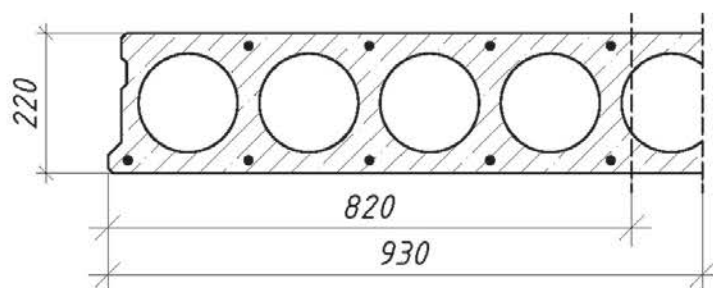
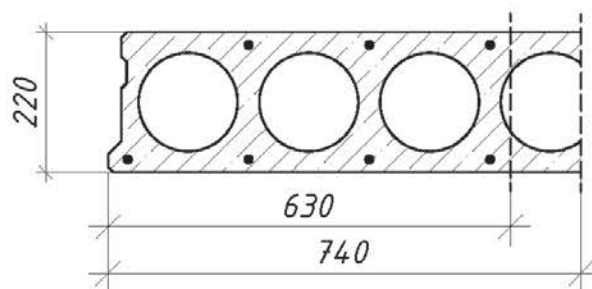
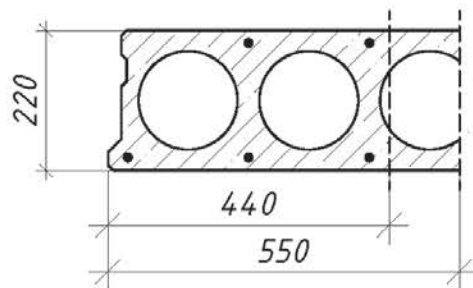
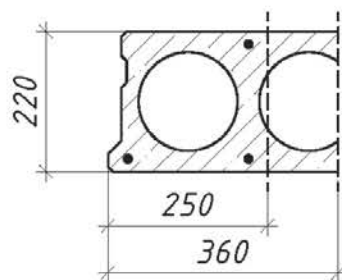
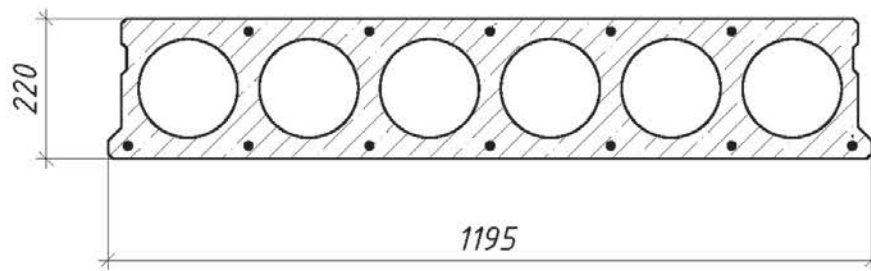
Структура умовного позначення (марок) плит наступна:

ПБ XX. XX. 22 - X



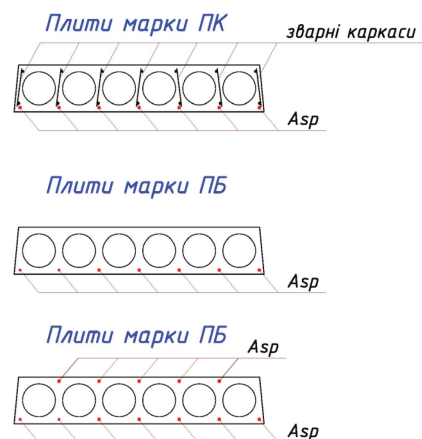
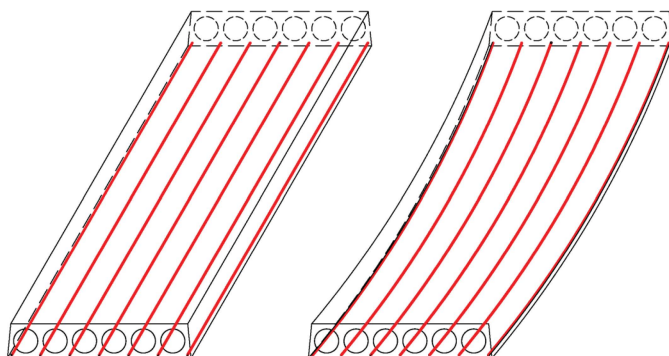
Таблиця Д.3.4.1

Можливі варіанти поздовжніх різів плит, виготовлених по екструзійній технології



Таблиця Д.3.4.2

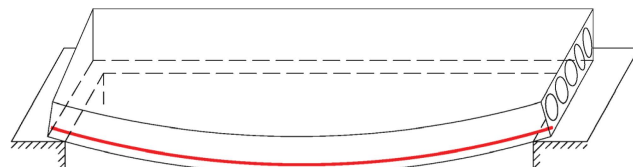
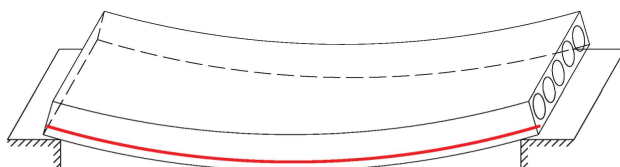
Способи опирання збірних багатопустотних плит перекриття марки ПК та марки ПБ (лише з нижньою робочою арматурою)



Як **можна** опирати збірні плити перекриття:

1) опирання по двох коротких сторонах

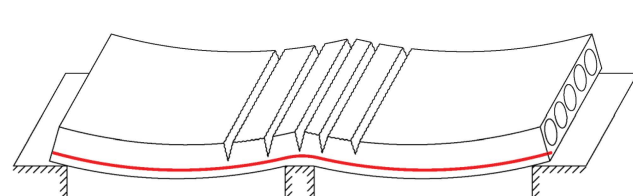
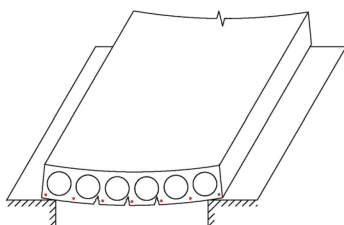
2) опирання плити по трьох сторонах (двох коротких та однієї довгої)



Як **не можна** опирати збірні плити перекриття:

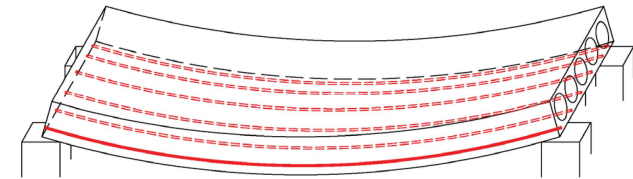
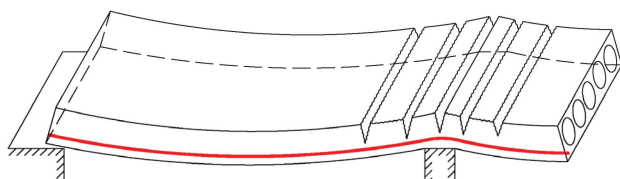
1) опирання плити з двох довгих боків

2) влаштування додаткової опори в прольоті плити

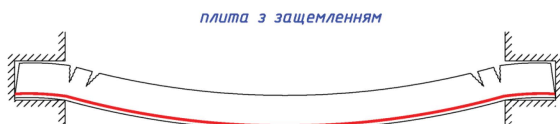


3) опирання збірної плити на дві стіни з винесенням частини плити у вигляді балкона (консолі)

4) опирання збірної плити на колони (точкові опори)



5) защемлення збірної плити перекриття



характер роботи плити без робочої арматури



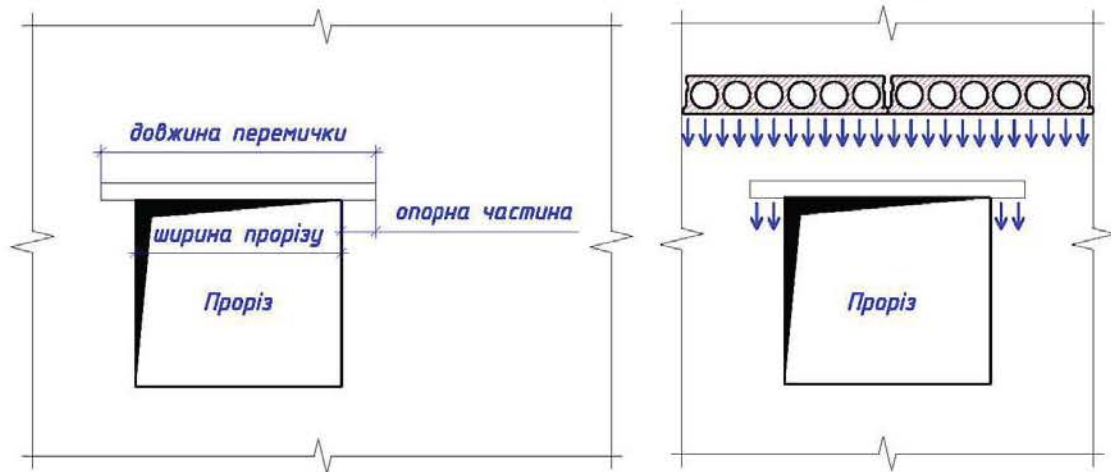
плита з шарнірним опиранням

характер роботи плити з робочою арматурою

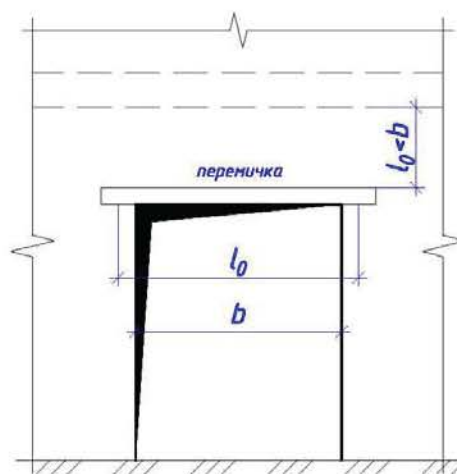


Таблиця Д.3.5

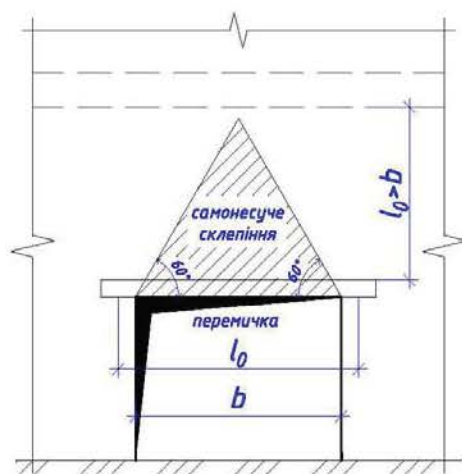
Схема роботи віконної перемички



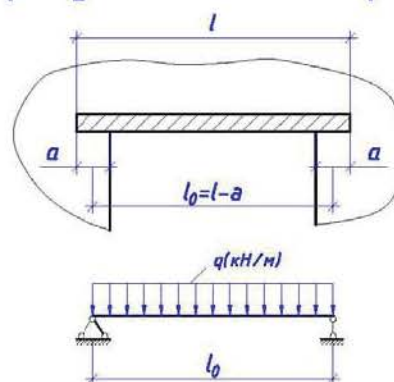
Несуча перемичка



Ненесуча перемичка



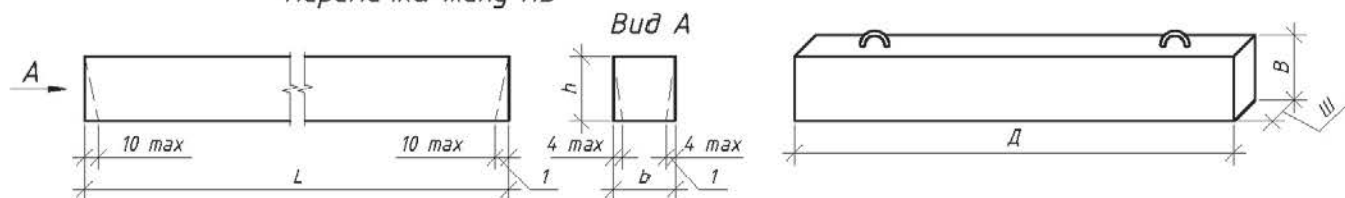
Розрахункова схема перемички



Таблиця Д.3.5.1

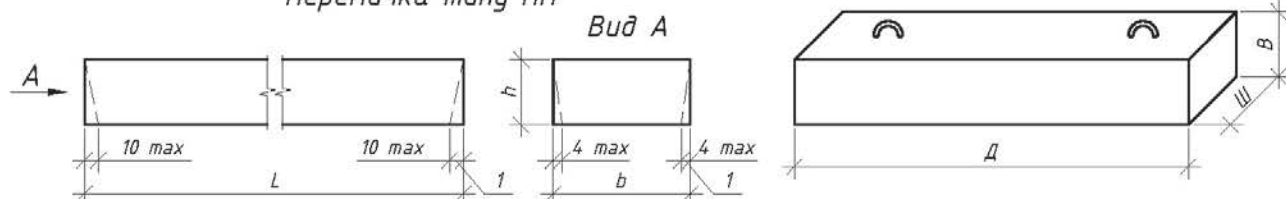
Типи збірних залізобетонних перемичок

Перемичка типу ПБ



1-технологічний ухил
Рисунок 1

Перемичка типу ПП



1-технологічний ухил
Рисунок 2

Перемичка типу ПГ

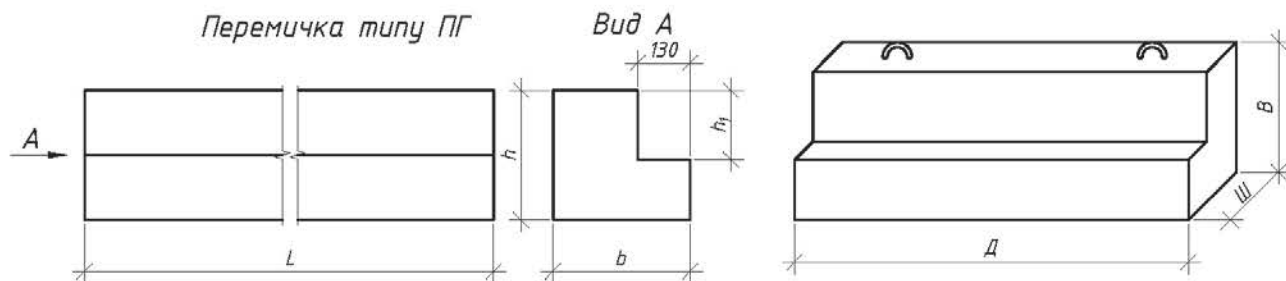


Рисунок 3

Перемичка типу ПФ

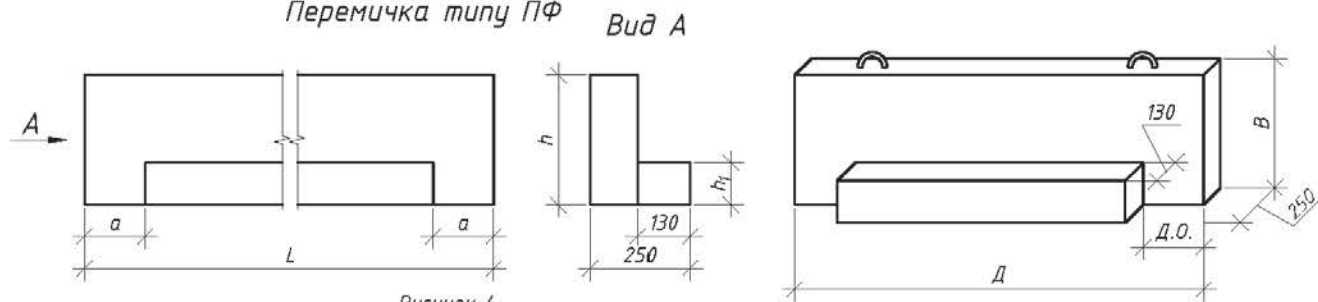
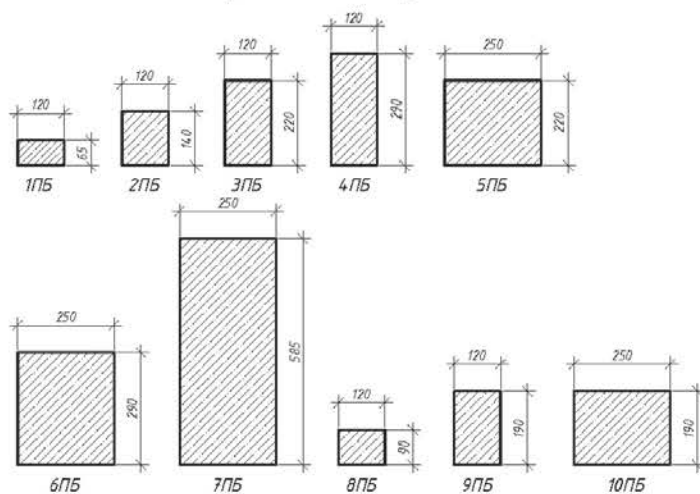


Рисунок 4

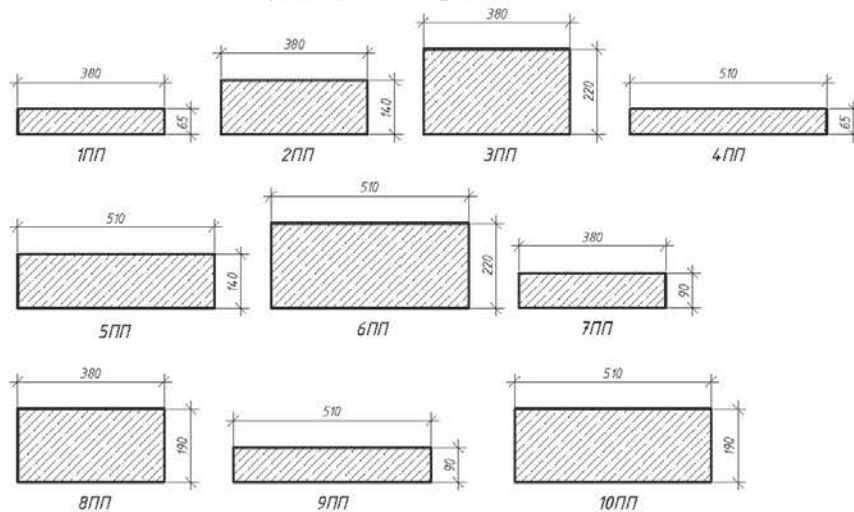
Таблиця Д.3.5.2

Розміри поперечного перерізу збірних залізобетонних перемичок

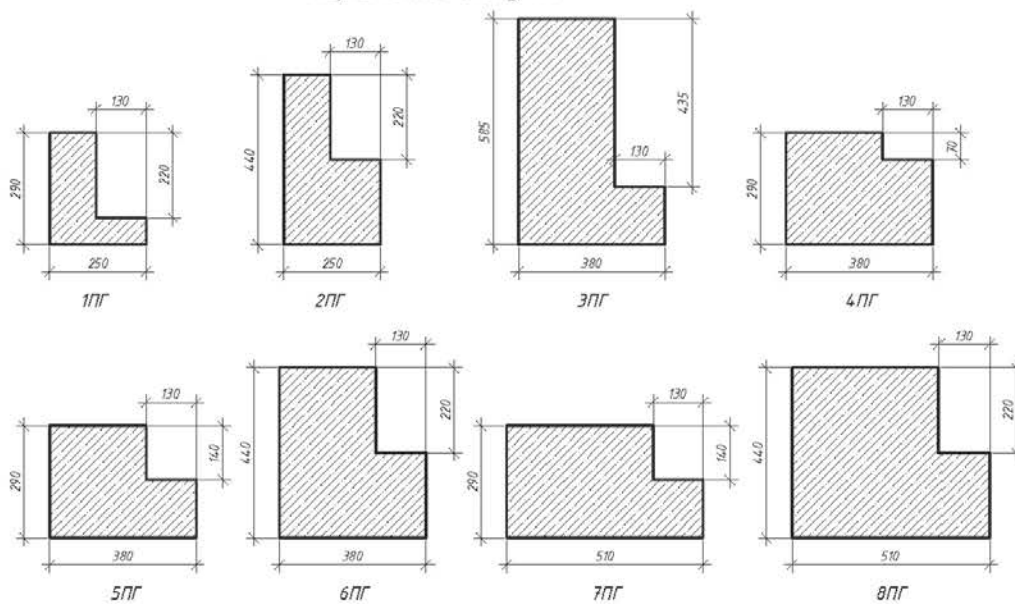
Перемичка типу ПБ



Перемичка типу ПП

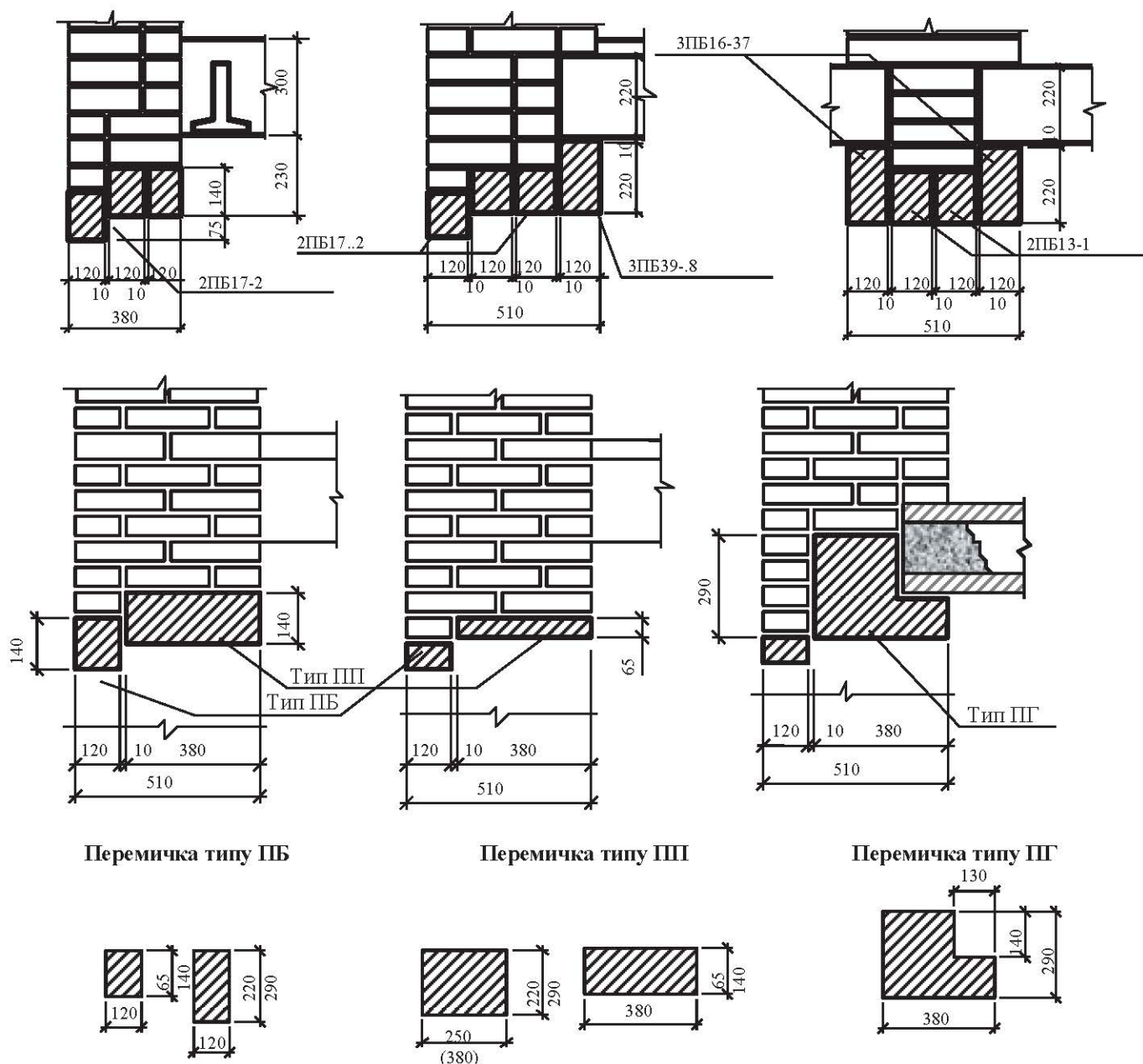


Перемичка типу ПГ



Таблиця Д.3.5.3

Розташування залізобетонних перемичок над отворами в цегляних стінах



Перемички позначають марками відповідно до вимог ДСТУ В.2.6-55:2008

Марка перемички складається з буквено-цифрових груп, розділених дефісами.

Перша група містить арабську цифру, що позначає порядковий номер поперечного перерізу перемички, позначення типу перемички та її довжину в дециметрах (значення якої округлюють до цілого числа).

У другій групі наводять значення розрахункового навантаження на перемичку в кН/м (заокруглено до цілого числа) і клас напружуваної арматури (для попередньо напружених перемичок).

У третій групі, за необхідності, вказують:

наявність у перемичках монтажних петель, випусків арматури і заставних виробів, що позначається малими літерами (наприклад, літерою "а" - наявність у брускових перемичках анкерних випусків для кріплення балконних плит; літерою "п" - наявність у брускових перемичках монтажних петель); додаткові характеристики, що забезпечують довговічність перемичок в умовах експлуатації.

Приклад умовного позначення (марки) перемички типу ПБ довжиною 2460 мм, під розрахункове навантаження 37,27 кН/м, з монтажними петлями: **5ПБ25-37-п**.

Те саме, типу ПП довжиною 1810 мм, під розрахункове навантаження 70,61 кН/м, з напруженою арматурою класу Ат-V: **8ПП18-71-AtV**;

Те саме, типу ПБ завдовжки 2070 мм, під розрахункове навантаження 27,46 кН/м, з анкерними випусками для кріплення балконних плит, з монтажними петлями: **10ПБ21-27-**

Таблиця Д.3.5.4

Розміри збірних залізобетонних перемичок для стін з цегли завтовшки **65 мм**

Марка переми чки	Основні розміри перемички, мм			Розрахунко- вий проліт, мм	Мінімаль- на глибина опирання, мм	Розрахункове навантаження, кН/м	Маса перемички кг	Позначен- ня випуску серії 1.038.
	Довжина l	Ширина b	Висота h					
Перемички брускові ПБ								
1ПБ10-1	1030	120	65	930	100	0,98	20	Випуск 1
1ПБ13-1	1290			1190	100	1,47	25	
1ПБ16-1	1550			1450	100		30	
2ПБ10-1	1030	120	140	930	100	0,98	43	
2ПБ13-1	1290			1190	100	1,47	54	
2ПБ16-2	1550			1450	100	2,45	65	
2ПБ17-2	1680			1580	100		71	
2ПБ19-3	1940			1840	100	2,94	81	
2ПБ22-3	2200			2100	100	3,43	92	
2ПБ25-3	2460			2360	100		103	
2ПБ26-4	2590			2490	100	3,92	109	
2ПБ29-4	2850			2750	100		120	
2ПБ30-4	2980			2840	150		125	
3ПБ13-37	1290	120	220	1120	170	37,27	85	
3ПБ16-37	1550			1380	170		102	
3ПБ18-37	1810			1610	200		119	
3ПБ18-8	1810			1640	170	7,85	119	
3ПБ21-8	2070			1900	170		137	
3ПБ25-8	2460			2290	170		162	
3ПБ27-8	2720			2550	170		180	
3ПБ30-8	2980			2770	210		197	
3ПБ34-4	3370			3270	100	3,92	222	
3ПБ36-4	3630			3530	100		240	
3ПБ39-8	3890			3680	210	7,84	257	
4ПБ30-4	2980	120	290	2880	100	3,92	259	
4ПБ44-8	4410			4200	210	7,85	385	
4ПБ48-8	4800			4590	210		418	
4ПБ60-8	5960			5710	250		519	
5ПБ18-27	1810	250	220	1640	170	27,46	250	
5ПБ21-27	2070			1900	170		285	
5ПБ25-27	2460			2230	230		338	
5ПБ27-27	2720			2490	230		375	
5ПБ30-27	2980			2750	230		410	
5ПБ31-27	3110			2880	230		428	
5ПБ25-37	2460			2230	230	37,27	338	
5ПБ27-37	2720			2490	230		375	
5ПБ30-37	2980			2750	230		410	
5ПБ34-20	3370			3140	230	19,61	463	
5ПБ36-20	3630			3400	230		500	

Таблиця Д.3.5.5

Розміри збірних залізобетонних перемичок для стін з цегли завтовшки **65 мм**

Марка перемички	Основні розміри перемички, мм			Розрахунковий проліт, мм	Мінімальна глибина опирання, мм	Розрахункове навантаження, кН/м	Маса перемички, кг	Позначення випуску серії 1.038.
	Довжина l	Ширина b	Висота h					
Перемички плитні ПП								
1ПП12-3	1160	380	65	1060	100	2,94	72	Випуск 2
2ПП14-4	1420	380	140	1320	100	3,92	189	
2ПП17-5	1680			1580	100	4,91	223	
2ПП18-5	1810			1720	100	5,40	241	
2ПП21-6	2070			1970	100	6,38	275	
2ПП23-7	2330			2230	100	7,36	310	
2ПП25-8	2460			2360	100	8,34	327	
3ПП14-71	1420	380	220	1250	170	70,61	297	
3ПП16-71	1550			1380	170		325	
3ПП18-71	1810			1640	170		378	
3ПП21-71	2070			1900	170		433	
3ПП27-71	2720			1490	230		568	
3ПП30-10	2980					2880	100	
4ПП12-4	1160	510	65	1060	100	3,92	95	
5ПП14-5	1420	510	140	1320	100	5,40	253	
5ПП17-6	1680			1580	100	6,62	300	
5ПП23-10	2330			1710	100	9,81	416	
6ПП30-13	2980	510	220	2880	100	13,2	835	
Перемички балкові ПГ								
1ПГ44-8	4410	250	290	4180	230	7,85	484	Випуск 3
1ПГ48-8	4800			4550	250		527	
2ПГ39-31	3890	250	440	3660	230	31,38	792	
2ПГ42-31	4150			4500	300		845	
2ПГ44-31	4410			4160	250		897	
2ПГ48-31	4800			4500	300		977	
3ПГ60-73	5950	380	585	5300	380	72,57	2465	Випуск 12
4ПГ30-40	2980		290	2750	230	40,21	753	Випуск 3
5ПГ16-40	1550			1380	170		357	
5ПГ26-40	2590			2360	230		596	
5ПГ35-17	3500			3300	380	16,57	805	Випуск 12
5ПГ35-37			3300	380	37,27			
6ПГ44-40	4410	380	440	4160	250	40,21	1528	
6ПГ60-31	5960			5660	300	31,38	2065	
7ПГ35-23	3500	510	290	3300	510	22,95	1135	Випуск 12
7ПГ35-52				3300	510	51,58		
8ПГ60-40	5960			440	5660	300	40,21	2917

Таблиця Д.3.5.6

Розміри збірних залізобетонних перемичок для стін з цегли завтовшки **88 мм**

Марка перемички	Основні розміри перемички, мм			Розрахунковий проліт, мм	Мінімальна глибина опирання, мм	Розрахункове навантаження, кН/м	Маса перемички, кг	Позначення випуску серії 1.038.		
	Довжина l	Ширина b	Висота h							
Перемички брускові ПБ										
6ПБ35-37	3500	250	290	3300	250	37,27	634	Випуск 12		
7ПБ60-52	5950	250	585	5300	250	51,58	2175			
8ПБ10-1	1030	120	90	930	100	0,98	28		Випуск 4	
8ПБ13-1	1290			1190	100	1,47	35			
8ПБ16-1	1550			1450	100		42			
8ПБ17-2	1680			1580	100	2,45	45			
8ПБ19-3	1940			1840	100	2,94	52			
9ПБ13-37	1290			120	190	1120	170	37,27		74
9ПБ16-37	1550					1380	170			88
9ПБ18-37	1810	1610	200			103				
9ПБ18-8		1640	170				7,85	118		
9ПБ21-8	2070	1900	170			125				
9ПБ22-3	2200	2100	100			3,43	140			
9ПБ25-3	2460	2360	100							
9ПБ25-8		2290	170			7,85				
9ПБ26-4	2590	2490	100			3,92	148			
9ПБ27-8	2720	2550	170			7,85	155			
9ПБ29-4	2850	2750	100			3,92	162			
9ПБ30-4	2980	2830	150				170			
10ПБ18-27	1810	250	190	1640	170	27,46	215			
10ПБ21-27	2070			1900	170		146			
10ПБ25-27	2460			2230	230		292			
10ПБ25-37				2230	230	37,27				
10ПБ27-37	2720			2490	230		323			
10ПБ27-27				1490	230	27,46				

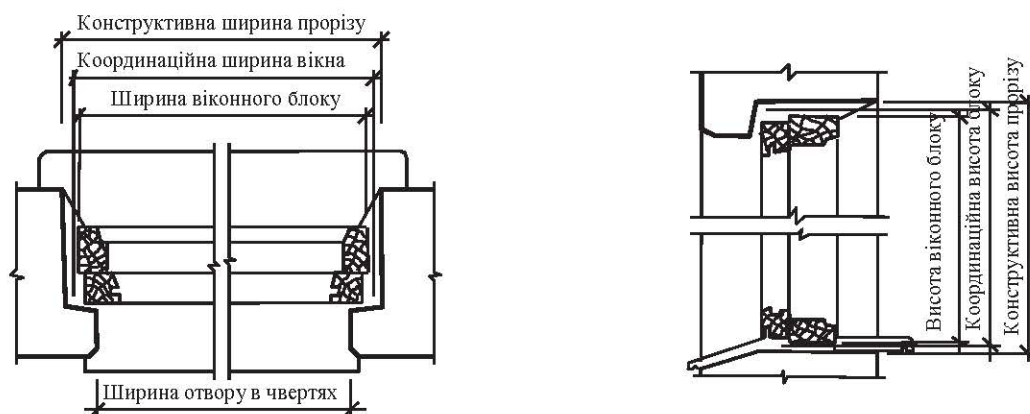
Таблиця Д.3.5.7

Розміри збірних залізобетонних перемичок для стін з цегли завтовшки **88 мм**

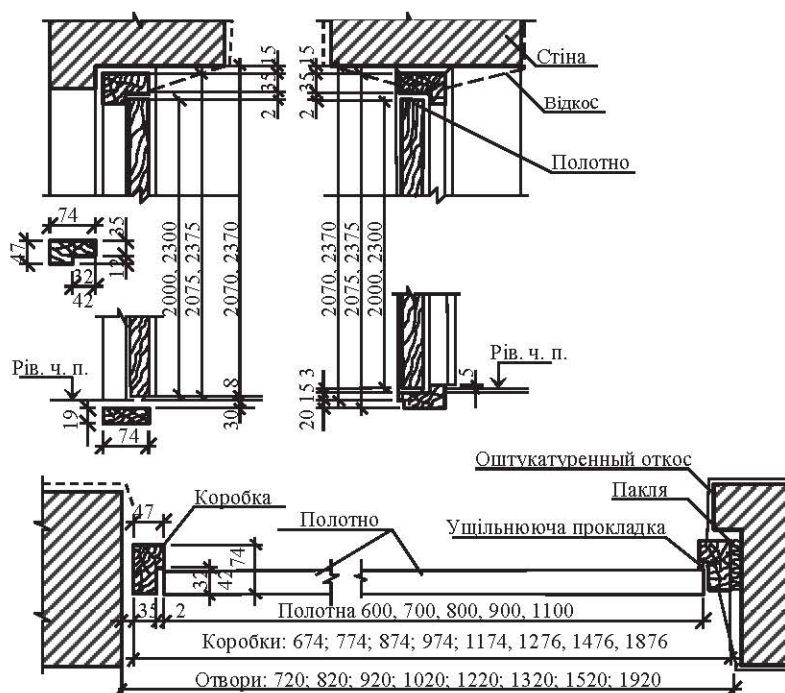
Марка перемички	Основні розміри перемички, мм			Розрахунковий проліт, мм	Мінімальна глибина опирання, мм	Розрахункове навантаження, кН/м	Маса перемички, кг	Позначення випуску серії 1.038.
	Довжина l	Ширина b	Висота h					
Перемички плитні ПП								
7ПП12-3	1160	380	90	1060	100	2,94	100	Випуск 5
7ПП14-4	1420			1320	100	3,92	121	
8ПП17-5	1680	380	190	1580	100	4,90	303	
8ПП18-5	1810			1710	100	5,39	327	
8ПП21-6	2070			1970	100	6,37	374	
8ПП23-7	2330			2230	100	7,36	421	
8ПП25-8	2460			2360	100	8,34	444	
8ПП30-10	2980			2880	100	9,81	538	
8ПП14-71	1420			1250	170	70,61	256	
8ПП16-71	1550			1380	170		280	
8ПП18-71	1810			1640	170		327	
8ПП21-71	2070			1900	170		374	
8ПП27-71	2720			2490	230		491	
9ПП12-4	1160	510	90	1060	100	3,92	133	
9ПП14-5	1420			1320	100	5,39	163	
9ПП17-6	1680			1580	100	6,62	193	
10ПП23-10	2330	510	190	2230	100	9,81	564	
10ПП30-13	2980			2880	100	13,2	722	

Таблиця Д.3.6

Встановлення віконних коробок в отворах

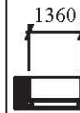
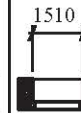
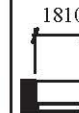
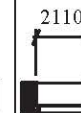
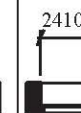
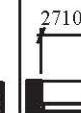


Встановлення дверних коробок в отворах



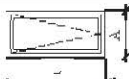
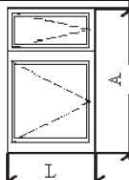
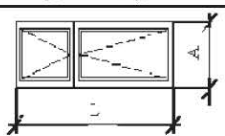
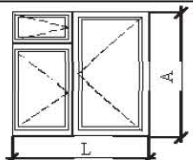
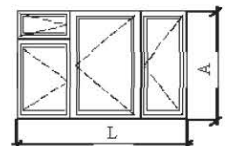
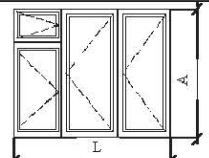
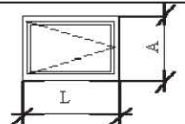
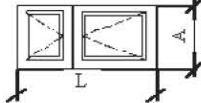
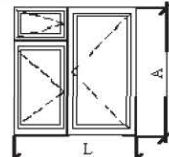
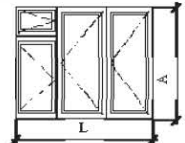
Таблиця Д.3.7

**Габаритні розміри віконних і балконних дверних блоків і стінових прорізів, мм, у
цегляних стінах житлових будинків (за ДСТУ Б В.2.6-23-2009)**

Позначення віконного блоку										Конструктивна висота прорізу	Висота віконного блоку
6-6	6-7	6-9	6-12	6-13	6-15	-	-	-	-		580
9-6	9-7	9-9	9-12	9-13	9-15	-	-	-	-		860
12-6	12-7	12-9	12-12	12-13	12-15	12-18	12-21	12-24	12-27		1160
13-6	13-7	13-9	13-12	13-13	13-15	13-18	13-21	13-24	13-27		1320
15-6	15-7	15-9	15-12	15-13	15-15	15-18	15-21	15-24	15-27		1460
-	18-7	18-9	18-12	18-13	18-15	18-18	18-21	18-24	18-27		1760
-	21-7	21-9	21-12	21-13	21-15	21-18	21-21	21-24	21-27		2060
-	22-7	22-9	22-12	22-13	22-15	22-18	-	-	-		2175
-	24-7	24-9	24-12	24-13	24-15	24-18	-	-	-		2375
-		28-9	28-12	28-13	28-15	28-18	-	-	-		2755
Конструктивна ширина отвору											
											
Ширина віконного блоку											
570	720	870	1170	1320	1470	1770	2070	2370	2670		

Таблиця Д.3.8

Вікна для житлових будівель

Вид конструкції та ескіз	Марка	Призначення виробу	Розміри, мм		Маса, кг
			A	L	
ГОСТ 11214-86					
	OP6-9	Вікна одностулкові з роздільними палітурками	560	870	14,0
	OP9-9		860	870	19,0
	OP12-9	Вікна одностулкові з фрамугою, з роздільними палітурками	1160	870	25,0
	OP15-6		1460	570	24,0
	OP15-7,5		1460	720	26,0
	OP15-9		1460	870	29,0
	OP18-9		1760	870	35,0
	OP6-12	Вікна двостулкові з роздільними палітурками	560	1170	21,0
	OP 9-12		860	1170	26,0
	OP 9-13,5		860	1320	33,0
	OP 9-15		860	1470	35,0
	OP12-13,5	Вікна двостулкові з кватирковою стулкою з роздільними палітурками	1160	1320	45,0
	OP12-15		1160	1470	46,0
	OP15-12		1460	1170	45,0
	OP15-13,5		1460	1320	45,0
	OP15-15		1460	1470	51,6
	OP15-18	Вікна тристулкові з кватирковою стулкою з роздільними палітурками	1460	1770	64,0
	OP18-18		1760	1770	77,0
	OP15-21	Вікна тристулкові з кватирковою стулкою з роздільними палітурками	1460	2070	70,0
ГОСТ 16289-86					
	OPC6-9	Вікна одностулкові з роздільно-спареними палітурками	560	870	18
	OPC9-9		860	870	24
	OPC6-12	Вікна двостулкові з роздільно-спареними палітурками	560	1170	21
	OPC9-12		860	1170	30
	OPC9-13,5		860	1320	36
	OPC9-15		860	1470	37
	OPC12-13,5	Вікна двостулкові з роздільно-спареними переплетінням з кватирковою стулкою	1160	1320	49
	OPC12-15		1160	1470	53
	OPC15-12		1460	1170	54
	OPC15-13,5		1460	1320	59
	OPC15-15		1460	1470	67
	OPC15-18	Вікна тристулкові з кватирковою стулкою з роздільно-спареними переплетами	1460	1170	80
	OPC15-21		1460	2070	90

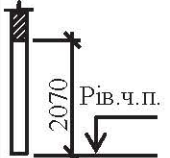
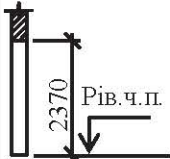
Приклади умовних позначень: вікно типу С для прорізу заввишки 15 і завширшки 9 дм, з правим навішуванням стулочок: OC15-9 ГОСТ 11214-86; те саме, з лівим навішуванням стулочок: OC15-9Л ГОСТ 23166-99.

Вікно типу Р для отвору заввишки 18 і завширшки 18 дм, з несиметричним малюнком вікна (варіант В): OP18-18В ГОСТ 23166-99

Вікно типу С для прорізу заввишки 15 і завширшки 13,5 дм, з кватирковою стулкою: ГОСТ 23166-99.

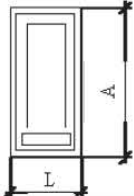
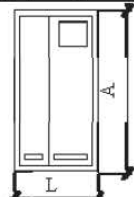
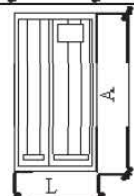
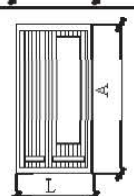
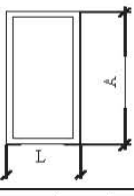
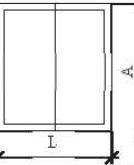
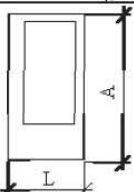
Таблиця Д.3.9

Габаритні розміри дверних отворів у стінах

Вид та марка отвору								Конструктивна висота отвору
21-7 	21-8 	21-9 	21-10 	21-12 	21-13 			
			24-10 	24-12 		24-15 	24-19 	
Конструктивна ширина отвору								
								

Таблиця Д.3.10

Двері житлових будинків дерев'яні

Вид конструкції та ескіз	Марка	Призначення виробу	Розміри, мм		Маса, кг
			A	L	
Двері зовнішні Серія 1.136.5-19					
	ДН21-10П	Двері входні однодолільні з рамковими полотна-ми, з порогом	2085	984	36
	ДН21-13АЩП	Двері входні двопільні, щитові з порогом	2085	1274	36
	ДН21-13АЩР2П	Двері входні двопільні, щитові з порогом	2085	1274	43
	ДН21-15ЩР2П	Двері входні двопільні щитові, з порогом	2085	1474	52
Двері внутрішні. Серія 1.136-10					
	ДГ21-7	Двері однопільні з глу-хими полотнами для житлових і громадсь-ких будівель	2071	670	22
	ДГ21-8		2071	770	26
	ДГ21-9		2071	870	28
	ДГ21-10		2071	970	31
	ДГ21-12		2071	1170	36
	ДГ24-10		2371	970	34
	ДГ24-15	Двері двопільні з глу-хими полотнами для житлових і громадсь-ких будівель	2371	1472	50
	ДО21-8	Двері однопільні з за-скленими полотнами для житлових і громад-ських будівель	2071	770	25
	ДО21-9		2071	870	27
	ДО21-10		2071	970	30

Марка дверного блоку складається з літер, що позначають двері (Д), їхній тип (одна з літер Г, О) і двох наступних чисел, розділених тире, що позначають координатні розміри висоти і ширини дверного блоку в модулях М (де М = 100 мм).

Приклади умовних позначень

Двері засклені однопільні для прорізу висотою 21 і шириною 10 дм, праві, з порогом: ДО21-10П ГОСТ 6629-88.

Те саме, глуха двопільна для отвору заввишки 24 і завширшки 15 дм, ліва, з порогом: ДГ24-15ЛП ГОСТ 6629-88.

Те саме, з хитними полотнами для прорізу заввишки 24 і завширшки 19 дм: ДК24-19 ГОСТ 6629-88

ГРАФІЧНА ЧАСТИНА

[illegible]

Technical drawing of a foundation and wall assembly. The drawing shows a cross-section of a structure with a foundation, a brick wall, and a reinforced concrete slab. Dimensions are given in millimeters. The foundation has a width of 1200 mm and a height of 300 mm. The wall has a height of 1850 mm and a width of 510 mm. The slab has a thickness of 20 mm. The drawing includes labels for "гідроізоляція" (hydroinsulation), "армований монолітний пояс" (reinforced monolithic belt), and "ФБС 24-6-6" (concrete blocks). A note indicates "Ф12-12-2" (reinforcement bars). The drawing is marked with "2" and "A".

Technical drawing of a cross-section of a reinforced concrete slab (Figure 10). The drawing shows a cross-section of a slab with a brick wall on top. The slab is divided into three horizontal sections: a top section with a brick wall, a middle section with a central void, and a bottom section with a central void. The dimensions are indicated: the total height is 1000 mm, the height of the brick wall is 300 mm, the height of the middle section is 500 mm, and the height of the bottom section is 300 mm. The width of the slab is 2380 mm, with a central void of 2380 mm and side voids of 20 mm. The reinforcement is labeled as $\Phi\text{БС } 24.6.6-\text{Т}$ and $\Phi\text{Л}24.12-2$.

Architectural cross-section of a three-story building. The drawing shows the structural frame with columns and beams. Key dimensions include floor-to-floor heights of 2700 mm and total height of 8100 mm. Room heights are 2400 mm. Column widths are 1200 mm for corner columns (A and G) and 800 mm for internal columns (B and В). The drawing includes annotations for floor slabs (B and A), roof construction, and foundation details. Elevation markers on the right indicate levels: +12.00, +9.00, +6.00, +3.00, 0.000, and -1.500. A list of materials and thicknesses is provided for the floor slabs and roof.

Roof Construction:

- теплотехнический вент. и кровельный слои - 750-400 мм
- пароизоляционный слой
- плиты покрытия - 220 мм

Floor Slab B:

- крупноформатная плита - 80 мм
- цементно-песчаный раствор - 20 мм
- аэроакустическая вата
- крупноформатный бетон - 50 мм
- плиты покрытия - 220 мм

Floor Slab A:

- крупноформатная плита - 80 мм
- цементно-песчаный раствор - 50 мм
- аэроакустическая вата
- плиты покрытия - 80 мм
- увеселенный бетон - 300 мм
- цементно-песчаный раствор

Dimensions:

- Overall height: 8100 mm
- Floor-to-floor height: 2700 mm
- Room height: 2400 mm
- Column width (A and G): 1200 mm
- Column width (B and В): 800 mm
- Overall width: 16600 mm
- Room width: 6000 mm

Elevation Markers:

- +12.00
- +9.00
- +6.00
- +3.00
- 0.000
- 1.500

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл. шт.	Маса кг	Примітки
	(на один поверх)	<u>Плити перекриття</u>			
1		плити ПБ 60.12.22-8	36		
2		плити ПБ 60.8,45.22-8	1		
3		плити ПБ 25.12.22-8	21		
4		<u>Матеріали</u>			
	монолітний пояс	Бетон класу С25/30		22,6	м³
	монолітні ділянки	Бетон класу С25/30		2,2	м³

Architectural drawings of a building's exterior wall and floor slab.

Wall Section (Main Drawing):

- Overall height: 15,000 mm.
- Stories: 4 stories.
- Wall thickness: 120 mm.
- Material: Brick infill (клин) with concrete frame.
- Dimensions and levels:
 - Top level: +12,000
 - Level 4: +11,700 (20,607)
 - Level 3: +8,700 (19,122)
 - Level 2: +5,700 (19,122)
 - Level 1: +2,700 (19,122)
 - Ground level: 0,000
 - Basement level: -1,900
- Labels: "4-й поверх", "3-й поверх", "2-й поверх", "1-й поверх".

Floor Slab Section (Bottom Drawing):

- Slab thickness: 80 mm.
- Material: Concrete (бетонна заалушка).
- Reinforcement: Cement mortar (цементний розчин) марки М10.
- Dimensions: 380 mm (width), 845 mm (length).
- Labels: "3-3", "підрізана плита", "845".

Other Details:

- Window/Door opening: 120 mm.
- Foundation: 1200 mm.
- Basement level: -1,900.
- Labels: "Б", "А", "3-3".

Technical drawing of a cross-section of a wall and floor assembly. The wall is 510 units wide and 450 units high. It consists of a brickwork section (top) and a concrete section (bottom). The floor is 510 units wide and 75 units high. The floor assembly includes a concrete slab (3/15 18-37, 1 cm thick) and a brickwork section (2/15 16-2, 3 cm thick). The wall assembly includes a brickwork section (2/15 16-2, 3 cm thick) and a concrete section (3/15 18-37, 1 cm thick). The wall and floor are connected by a concrete joint (бетонная заделка). Dimensions are given in millimeters (мм.).

- [illegible]

[illegible]

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл. шт.	Маса кг	Примітки
		<u>Фундаментні плити</u>			
1		марки ФЛ24.16-2	22		
2		марки ФЛ24.12-2	22		
3		марки ФЛ12.12-2	24		
4		марки ФЛ8.12-2	10		

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл. шт.	Маса кг	Примітки
		<u>Фундаментні блоки</u>			
5		марки ФБС 24.6.6-Т	95		
6		марки ФБС 12.6.6-Т	11		
7		марки ФБС 9.6.6-Т	8		
8		марки ФБС 24.4.6-Т	16		
9		марки ФБС 12.4.6-Т	8		

[illegible]