

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

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до виконання курсового проєкту
з навчальної дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 3
Кам'яні конструкції

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

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2025

Методичні рекомендації до виконання курсового проєкту з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкцій». Розділ 3 Кам'яні конструкції (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : Н. О. Псурцева, П. А. Резнік. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 31 с.

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

Рецензент

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

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 15 від 29 травня 2025 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.	4
1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ	5
1.1 Міцність кладки під час стискання.....	5
1.2 Міцність кладки під час зсуву.....	7
2 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ.....	9
2.1 Розрахунок міцності центрально стиснутих елементів.....	9
2.2 Розрахунок міцності позацентрово стиснутих елементів.....	11
3 РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	15
3.1 Розрахунок стін будівлі з жорсткою конструктивною схемою.....	15
3.2 Приклад розрахунку кам'яного простінка.....	17
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	24
ДОДАТКИ.....	25

ВСТУП

Ці методичні рекомендації складені для студентів, які виконують розрахунки з кам'яних і армокам'яних конструкцій.

Вони містять основні положення теорії конструювання і приклади розрахунку, виконані відповідно до існуючої методики і практики проєктування кам'яних і армокам'яних конструкцій відповідно до ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення [1] та «Eurocode-6» [4].

Кам'яна кладка (кладка) – це сукупність елементів кам'яної кладки, розташованих у заданому порядку і з'єднаних разом будівельним розчином. Кладка, до структури якої входять арматурні елементи в кількості, недостатній для того, щоб задовольняти вимоги до армованої кам'яної конструкції називається кам'яною конструкцією. Кладка, в якій знаходяться прутки або сітки, занурені в розчин або бетон, що створює опір впливам на основі взаємодії всіх компонентів кладки, називається армокам'яною конструкцією.

Камені (елементи) за походженням поділяють на природні та штучні. Усі камені для використання в кладці повинні мати необхідну міцність, водостійкість та морозостійкість.

Будівельний розчин – це суміш із одного або декількох неорганічних в'язучих речовин, наповнювачів і води, а також у деяких випадках домішок.

Для кам'яної кладки можуть застосовуватись цементні, вапняні та змішані речовини, а в окремих випадках – спеціальні клеї на основі модифікованих поліуретанів.

Залежно від складових будівельні розчини поділяють на тонкошарові, легкі та розчини загального призначення.

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1 Міцність кладки під час стискання

Міцність кладки залежить від багатьох чинників, які можуть суттєво впливати як на її підвищення, так і на пониження. Норми [1] рекомендують визначати характеристичну міцність кладки на основі проведених лабораторних випробувань зразків кладки.

Поруч з цим теоретична характеристична міцність кладки може визначатись за таким рівнянням:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta, \quad (1.1)$$

де f_k – характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск, Н/мм² (МПа);

K – константа, яка залежить від групи кладки, товщини розчину та його виду, наведена в таблиці 2.1;

α, β – константи;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм² (МПа);

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, Н/мм² (МПа).

Зв'язок між характеристичною міцністю кладки на стиск f_k , нормативною міцністю елементів кладки на стиск f_b і міцністю будівельного розчину f_m може бути отриманий із:

– рівняння (1.2) для кладки, виконаної з використанням тонкошарового будівельного розчину загального призначення і легкого будівельного розчину:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}; \quad (1.2)$$

– рівняння (1.3) для кладки, виконаної з використанням тонкошарового будівельного розчину, застосованого в горизонтальних швах кладки завтовшки від 0,5 мм до 3 мм і глиняної цегли, що належить до груп 1 і 4, силікатної цегли, бетонних блоків і блоків із ніздрюватого бетону автоклавного твердіння:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}; \quad (1.3)$$

– рівняння (1.4) для кам'яної кладки, виконаної з використанням тонкошарового будівельного розчину в горизонтальних швах кладки завтовшки від 0,5 мм до 3 мм і глиняної цегли груп 2 і 3:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}, \quad (1.4)$$

де K – константа, взята з таблиці 1.1, і може бути у відповідних випадках скоригована відповідно до п. 8.6.1.2.3 і/або п. 8.6.1.2.6 [1].

Таблиця 1.1 – Значення K для застосування до будівельних розчинів загального призначення, тонкошарових і легких

Елемент кладки		Будівельний розчин загального призначення	Тонкошаровий будівельний розчин (товщина горизонтальних швів кладки) $\geq 0,5$ мм, але ≤ 3 мм	Полегшений будівельний розчин зі щільністю	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ кг/м ³	$800 \leq \rho_d \leq 1\,300$ кг/м ³
1	2	3	4	5	
Глиняна цегла	Група 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Група 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Група 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Група 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Силікатна цегла	Група 1	0,55	0,80	—	—
	Група 2	0,45	0,65	—	—
Бетон заповнення	Група 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Група 2	0,45	0,65	0,45	0,45

Продовження таблиці 1.1

	1	2	3	4	5
	Група 3	0,40	0,50	—	—
	Група 4	0,35	—	—	—
Ніздрюватий бетон	Група 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Бетонні блоки	Група 1	0,45	0,75	—	—
Оброблений природний камінь	Група 1	0,45	—	—	—

1.2 Міцність кладки під час зсуву

Значення опору кладки на дію розтягу та зсуву залежать від рівня зчеплення (адгезії) між каменем та розчином. Зчеплення елементів кладки з розчином – найслабша ланка міцності кам'яної кладки.

Характеристична міцність кладки на зсув f_{vk} під час використання будівельного розчину загального призначення або тонкошарового будівельного розчину в постільних швах завтовшки від 0,5 мм до 3,0 мм або полегшеного будівельного розчину (п. 8.2.2, [1]), всі шви якої задовольняють вимогам п. 13.1.5, [1], можуть розглядатися як повністю заповнені і бути отримані з рівняння (але не більше ніж $0,065 \cdot f_b$ або f_{vlt})

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d, \quad (1.5)$$

де f_{vko} – характеристична початкова міцність на зсув у разі нульового зусилля стискання, яка визначена за результатами випробувань або за даними, наведеними в таблиці 2.2;

f_{vlt} – граничне значення величини f_{vk} ;

σ_d – розрахункове значення стискального зусилля, перпендикулярного до напрямку зсуву в елементі конструкції і прикладеного на цьому рівні, отримане з використанням відповідного поєднання навантажень, які визначаються середнім механічним напруженням у стиснутій частині перерізу стіни, що чинить опір зсуву;

f_b – нормативна міцність на стиск елементів кам'яної кладки у напрямку дії навантаження на випробувальний зразок перпендикулярно до його постільної грані (п. 8.1.2.1, [1]).

Таблиця 2.2 – Значення початкової міцності на зсув f_{vko}

Елементи кам'яної кладки	f_{vko} , Н/мм ²			
	Будівельний розчин загального призначення цього класу міцності		Тонкошаровий будівельний розчин (горизонтальний шов кладки)	Легкий будівельний розчин
Глиняна цегла	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
	M1 – M2	0,10		
Силікатна цегла	M10 – M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
	M1 – M2	0,10		
Бетон	M10 – M20	0,20	0,30	0,15
Ніздрюватий бетон	M2,5 – M9	0,15		
Блоки заводського виготовлення та об'ємний природний камінь	M1 – M2	0,10		

Характеристична міцність на зсув кладки у разі будівельного розчину загального призначення або тонкошарового будівельного розчину в постільних швах завтовшки від 0,5 мм до 3,0 мм або легкого будівельного розчину (п. 8.2.2, [1]) з незаповненими перпендикулярними швами з елементами кам'яної кладки, укладеними так, що їх грані щільно прилягають одна до одної, може бути отримана з рівняння (але не більше ніж $0,045 \cdot f_b$ або f_{vlt})

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d, \quad (1.6)$$

де f_{vko} , f_{vlt} , σ_d і f_b теж саме, що і в рівнянні (1.5).

Для кладки з елементів з урахуванням перев'язки залежно від покриття розчином зовнішньої грані, укладених на дві або більше смуги будівельного розчину загального призначення і шириною не менше 30 мм кожен, f_{vk} може бути отримана з рівняння (але не більше ніж $0,045 \cdot f_b$ або f_{vlt})

$$f_{vk} = \frac{g}{t} \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d, \quad (1.7)$$

де f_{vko} , f_{vlt} , σ_d і f_b теж саме, що і в рівнянні (2.5);

g – сумарна ширина всіх смуг будівельного розчину;

t – товщина стіни.

2 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ

2.1 Розрахунок міцності центрально стиснутих елементів

У разі центрального стискання кам'яного елемента нормальні напруження σ за поперечним його перерізом розподіляються рівномірно. Опір цегляних стін вертикальним навантаженням залежить від геометрії стіни, впливу ексцентриситету прикладання навантаження і властивостей кладки.

Під час розрахунку опору кам'яних стін у разі вертикального навантаження можна прийняти такі положення:

- плоскі ділянки залишаються плоскими;
- міцність кладки на розтяг у вертикальному напрямі відносно горизонтальних швів кладки дорівнює нулю.

Розрахункова величина вертикального навантаження, прикладеного до стіни з кам'яної кладки N_{Ed} , повинна бути меншою або дорівнювати несучій здатності N_{Rd} , згідно з умовою [1]

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}. \quad (2.1)$$

У разі центрального стискання зовнішнім навантаженням розрахункову величину несучої здатності N_{Rd} кам'яного неармованого елемента з поперечним перерізом прямокутної форми визначають посередині його висоти за умовою (п. 11.1.2, [1])

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot b, \quad (2.2)$$

де b , t – розміри поперечного перерізу стовпа;

f_d – розрахункова міцність кладки на стиск;

Φ_m – коефіцієнт зменшення несучої здатності посередині висоти елемента через вплив його гнучкості та випадкового ексцентриситету прикладання зовнішньої сили стиску.

За рекомендаціями норм ([1], дод. К)

$$\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp \frac{-u^2}{2}, \quad (2.3)$$

де e_{mk} – ексцентриситет посередині висоти стиснутого елемента, значення якого у разі центрального стискання стовпа чи стіни без пілястр (п. 11.1.2.2.1, [1]) дорівнює

$$e_{mk} = e_{init} + e_k = e_{init} + 0,002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_{init}} \geq 0,05 \cdot t, \quad (2.4)$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}, \quad (2.5)$$

де e_{init} – значення випадкового ексцентриситету;

e_k – ексцентриситет, спричинений повзучістю кладки;

h_{ef} – розрахункове значення висоти (вільна висота) конструкції, яка залежить від умов її закріплення (п. 10.5.1.2, [1]);

t – товщина поперечного перерізу конструкції (менший з розмірів поперечного перерізу);

t_{ef} – ефективна товщина стіни (п. 10.5.1.3, [1]);

Φ_∞ – коефіцієнт граничної повзучості від дії постійних та довготривалих навантажень (п. 8.7.4.2 [1]).

Значення випадкового ексцентриситету обирається для загальної висоти стіни. За звичайного рівня якості мурування конструкцій значення випадкового ексцентриситету e_{init} може обиратися рівним $h_{ef} / 450$ (п. 10.5.1.1, [1]).

У формулі (2.5) характеристика гнучкості елемента

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E_0}}, \quad (2.6)$$

де E_0 – початковий модуль деформації кладки.

2.2 Розрахунок міцності позацентрово стиснутих елементів

Позацентрове стискання – найбільш розповсюджений вид силового впливу на кам'яні конструкції.

Характер напружено-деформованого стану кладки у разі позацентрового стискання від величини ексцентриситету прикладання поздовжньої сили N . За невеликих ексцентриситетів стиснутим є увесь переріз. Зі збільшенням ексцентриситету епюра напружень перетворюється на двозначну: частина перерізу стиснута, а інша – розтягнута.

Несуча здатність кам'яного елемента позацентрово стиснутого навантаженням N_{Ed} буде забезпечена, якщо в будь-якому з перерізів (в i -тому чи m -тому) виконується умова (п. 11.1.2.1.1, [1]).

$$N_{Ed. (i, m)} \leq N_{Rd. (i, m)} = \Phi_{(i, m)} \cdot t \cdot f_d \cdot b, \quad (2.7)$$

де $N_{Ed. (i, m)}$ – вертикальне зовнішнє навантаження з розрахунковим значенням, яке діє на кам'яний елемент у розглядуваному (небезпечному) перерізі (в i -тому чи m -тому);

$N_{Rd. (i, m)}$ – розрахункове значення зусилля, яке може сприйняти кам'яний елемент у розглядуваному (небезпечному) перерізі (в i -тому чи m -тому) в момент його руйнування від дії вертикального навантаження;

t – товщина поперечного перерізу кам'яного елемента (розмір поперечного перерізу у напрямі, перпендикулярному ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження);

b – ширина поперечного перерізу кам'яного елемента (розмір поперечного перерізу у напрямі, перпендикулярному ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження);

f_d – розрахункова міцність кладки на стиск (табл. 1–9, дод. Р [1]);

$\Phi_{(i, m)}$ – коефіцієнт зменшення несучої здатності через вплив гнучкості та ексцентриситету (табл. 2.1), значення коефіцієнта Φ_i застосовується в розрахунках для верхнього та нижнього перерізів, а значення Φ_m для серединного за висотою перерізу.

Таблиця 2.1 – Фактори, які враховуються коефіцієнтом $\Phi_{(i, m)}$ у розрахунках несучої здатності кам'яних елементів у разі позацентрового стискання

Фактори впливу	Φ_i $\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$	Φ_m $\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp \frac{u^2}{2}$
Ексцентриситет від дії вертикальних зовнішніх навантажень	враховується	враховується
Ексцентриситет від дії горизонтальних навантажень	враховується	Враховується
Випадковий ексцентриситет	враховується	Враховується
Вплив жорсткості та гнучкості конструкції	не враховується	Враховується
Вплив повзучості кладки (довготривалі ефекти)	не враховується	Враховується

Значення коефіцієнта Φ_i обчислюють за такою формулою:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad (2.8)$$

де e_i – ексцентриситет в i -тому перерізі зверху або відповідно знизу кам'яного елемента, визначений за формулою

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t, \quad (2.9)$$

де M_{id} – розрахункова величина моменту вигину зверху або знизу стіни,

викликаного ексцентриситетом навантаження у зоні обпирання;

N_{id} – розрахункова величина вертикального навантаження зверху або знизу кам'яного елемента;

e_{he} – ексцентриситет зверху або знизу стіни, викликаний горизонтальними навантаженнями;

e_{init} – випадковий ексцентриситет;

t – товщина стіни.

Значення коефіцієнта Φ_m обчислюють за формулою

$$\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp^{-\frac{u^2}{2}}, \quad (2.10)$$

в якій

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t. \quad (2.11)$$

Застосовуючи формулу (2.11) значення ексцентриситетів можна обчислювати за такими формулами:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}, \quad (2.12)$$

$$e_k = 0,002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}, \quad (2.13)$$

де e_m – ексцентриситет, спричинений навантаженням;

M_{md} – розрахункова величина найбільшого моменту на середині висоти стіни з урахуванням моментів, що діють зверху і знизу стіни, а також моментів від всіх навантажень, прикладених до стіни з ексцентриситетом;

N_{md} – розрахункова величина вертикального навантаження на середині висоти стіни з урахуванням всіх навантажень, прикладених до стіни з ексцентриситетом;

e_{hm} – ексцентриситет на середині висоти, спричинений дією горизонтальних навантажень.

Величина випадкового ексцентриситету e_{init} дорівнює

$$e_{init} = h_{ef} / 450, \quad (2.14)$$

де h_{ef} – вільна висота стіни, що розраховується за формулою

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h, \quad (2.15)$$

де h – висота одного поверху у світлі;

ρ_n – коефіцієнт зменшення, де $n = 2, 3$ або 4 залежно від закріплення стіни діафрагми.

Для стін, що закріплені знизу залізобетонними перекриттями або з двох сторін дахом, що перекриває проліт і має опору тільки з одного боку завглибшки не менше $2/3$ товщини стіни

$$\rho_2 = 0,75; \quad (2.16)$$

Для стін, що розкріплені зверху і знизу дерев'яними балками або дахом, і мають опори з обох боків на одному рівні

$$\rho_2 = 1,0; \quad (2.17)$$

Для стін, що закріплені зверху і знизу з закріпленням одного вертикального краю, якщо $h \leq 3,5 \cdot l$

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot l} \right]^2} \cdot \rho_2, \quad (2.18)$$

а якщо $h > 3,5 \cdot l$

$$\rho_3 = \frac{1,5 \cdot l}{h} \geq 0,3, \quad (2.19)$$

де l – довжина стіни.

Для стін, закріплених зверху і знизу з посиленням жорсткості по двох вертикальних краях, коли $h < 1,15 \cdot l$, з ρ_2 , узятим із (2.16) або (2.17), залежно від того, яке значення у цьому випадку застосоване:

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h}{l} \right]^2} \cdot \rho_2. \quad (2.20)$$

Для стін з пілястрами обчислюють ефективну товщину t_{ef} за такою формулою:

$$t_{ef} = \rho_t \cdot t, \quad (2.21)$$

де ρ_t – коефіцієнт жорсткості для стін, підсилених пілястрами (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 – Коефіцієнт жорсткості ρ_t стін, підсилених пілястрами

Відношення відстані між пілястрами (від центра до центра) до ширини пілястри	Відношення товщини пілястри до дійсної товщини стіни, з якою вона пов'язана		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

3 РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1 Розрахунок стін будівлі з жорсткою конструктивною схемою

У багатоповерхових промислових і громадських будинках внутрішні й зовнішні стіни, переділки, в'язі, колони, перекриття, складають просторову систему, що забезпечує стійкість споруди під впливом вертикальних і горизонтальних навантажень.

Залізобетонні перекриття будинків утворюють горизонтальні диски, що є опорами для стін будинку. Вони працюють як балки у вертикальному напрямку.

У загальному випадку розрахунку несучих стін, тобто стін, які сприймають власну вагу та зовнішнє навантаження, розглядаються дві основні конструктивні схеми: пружна і жорстка.

Пружна у більшості випадків належить до одноповерхових промислових будівель, коли нижня частина стіни защемлена, а верхня має шарнірне спирання. За довжиною ці стіни на значній відстані (більше за 60 м) не мають поперечних жорстких стін.

Жорстка конструктивна схема будинку наявна в тому випадку, якщо відстань l_{cm} між поперечно стійкими конструкціями (діафрагмами жорсткості, цегляними й залізобетонними стінами товщиною не менше ніж 12 см, контрфорсами тощо) не перевищує граничних значень (12–54 м), згідно з нормами залежно від типу перекриттів і групи кладки (дод. Д та дод. Е).

У зв'язку зі складністю розрахунку елементів просторової системи

будинків із жорсткою конструктивною схемою нормами [1] допускається вести розрахунок цих будівель за спрощеною схемою від спільної дії вертикальних і горизонтальних навантажень.

Під час визначення зусиль від вертикальних навантажень стіни за висотою розглядають як розрізні балки із шарнірним спиранням на рівні перекриттів (рис. 3.1). У цьому випадку згинальний момент від позacentрово прикладеного вертикального навантаження перекриття діятиме тільки в межах одного поверху. Епюра моменту має вигляд трикутника з максимальною ординатою вгорі ($M_1 = N_1 \cdot e_1$) і нульовим значенням знизу.

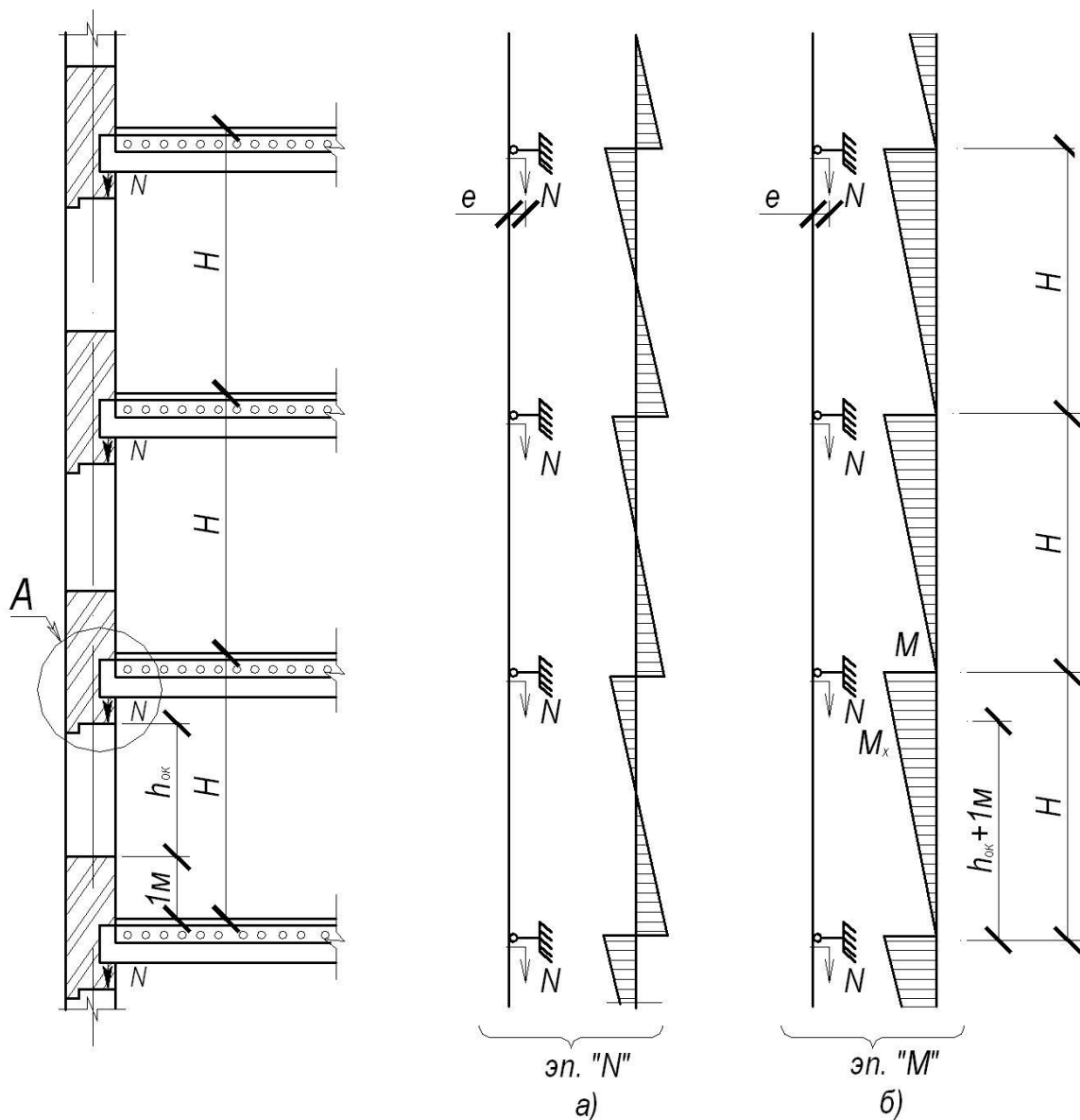
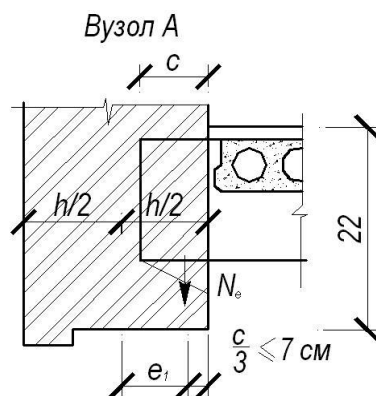


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема будівлі:
а – нерозрізна балка (фактична); б – розрізна балка (спрощена)



Продовження рисунка 3.1

Навантаження від власної ваги стіни вважається центрально прикладеним по всій висоті простінка у разі постійної товщини стіни.

Під час розрахунку несучої здатності стін навантаження розраховують зверху вниз, починаючи з покрівлі, міжповерхових перекриттів тощо. Міцність стін перевіряють у найбільш небезпечному перерізі, тобто на рівні верху вікон першого поверху, оскільки стіна тут ослаблена пройомами, а згинальний момент M_x близький за значенням до M_1 .

Під час визначення зусиль від горизонтальних (вітряних) навантажень стіни у вертикальному напрямку розглядаються як нерозрізні балки із шарнірним спиранням на міжповерхові перекриття. Прольоти балки дорівнюють висоті поверхів.

Горизонтальні зусилля від вітряних навантажень враховують під час перевірки на додаткове сполучення навантажень у разі дії швидкісного напору вітру (дод. Б). Таку перевірку роблять, якщо розраховують багатоповерхові будинки, а також для будівель, розташованих у зонах інтенсивного напору вітру (наприклад, на узбережжях морів, у горах, степових районах тощо).

3.2 Приклад розрахунку кам'яного простінка

Багатоповерхова будівля, що проєктується, складається з несучих стін, внутрішніх залізобетонних колон, перекриттів і покриття, взаємно пов'язаних між собою в єдине ціле, яке має назву просторової системи. У будівлі є

поперечні стіни, розташовані на відстані $l_{cm} = 36$ м.

З огляду на це будівля з неповним залізобетонним каркасом належить до жорсткої конструктивної схеми (дод. Д).

Необхідно забезпечити міцність простінка п'ятиповерхової будівлі з висотою поверху $H = 4,2$ м. У поперечному перерізі будівля має три прольоти $l_1 = 7,0$ м. Поздовжній крок залізобетонних колон $l_2 = 6,0$ м. У кожному прольоті розташовано по два вікна з розмірами $b_e = 1,6$ м; $h_e = 2,0$ м. Відстань від низу вікон до рівня підлоги першого поверху $0,75$ м. Будинок зводиться у Харкові із цегли глиняної звичайної пластичного пресування з об'ємною вагою, що дорівнює 18 кН/м^3 . Враховуючи район будівництва, товщину стін обирають рівною 640 мм.

Визначення навантажень і зусиль виконують у такій послідовності. Спочатку визначають розміри ригеля за такою формулою:

$$h = \frac{1}{10} \cdot l_1 = \frac{1}{10} \times 700 = 70 \text{ см}, \quad b = 0,4 \cdot h = 0,4 \times 70 = 28 \text{ см}.$$

Обирають кратно 50 мм: $b = 30$ см.

Навантаження від власної ваги ригеля, розподіленого по площі, визначають як

$$\frac{b \cdot h \cdot \rho}{l_2} = \frac{0,3 \times 0,7 \times 25}{6,0} = 0,875 \text{ кН/м}^2,$$

де $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ – щільність бетону.

Розрахунок навантажень виконують у табличній формі (табл. 3.1).

Таблиця 3.1 – Збір навантажень

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
<i>Від покриття</i>			
<i>Постійні (g)</i>			
1. Тришаровий рубероїдний килим ($3 \times 0,04$)	0,12	1,2	0,14
2. Цементна стяжка $\delta = 2,2 \text{ см}; \rho = 20 \text{ кН/м}^3$ ($0,02 \times 20$)	0,44	1,3	0,57
3. Утеплювач – пінобетон $\delta = 12 \text{ см}; \rho = 4 \text{ кН/м}^2$ ($0,12 \times 4$)	0,48	1,2	0,58
4. Ребриста плита покриття	1,6	1,1	1,76
5. Власна вага ригеля	0,875	1,1	0,96
Разом (g)			4,01
<i>Змінні (v)</i>			
Снігове навантаження (залежно від району будівництва)	1,6	1,04	1,67
Всього (g + v)			5,68
<i>Від перекриття</i>			
<i>Постійні (g)</i>			
1. Паркетна підлога $\delta = 3 \text{ см}; \rho = 7 \text{ кН/м}^3$ ($0,03 \times 7$)	0,21	1,2	0,25
2. Бітумна мастика	0,05	1,3	0,07
3. Звукоізоляція – шлакобетон $\delta = 6 \text{ см}; \rho = 15 \text{ кН/м}^3$ ($0,06 \times 15$)	0,9	1,3	1,17
4. Плита перекриття з круглими порожнинами	3,0	1,1	3,3
5. Власна вага ригеля	0,875	1,1	0,96
Разом (g)			5,75
<i>Змінні (v = 1,5 кН/м²)</i> (обирається за завданням)	1,5	1,3 ⁽¹⁾	1,95
Всього (g + v)			7,70
Примітка. Якщо змінне навантаження більше ніж $1,5 \text{ кН/м}^2$ (залежить від виданого завдання на проєктування) коефіцієнт надійності γ_f обирають рівним 1,2.			

По фасаді будинку розташовують вікна в межах двох суміжних прольотів (рис. 3.2). Розрахунковим є переріз $a - a$, що проходить зверху

вікон першого поверху, тому що на цьому рівні спільно проявляються три фактори:

- 1) найбільша поздовжня сила;
- 2) найбільший згинальний момент;
- 3) найменша площа поперечного перерізу.

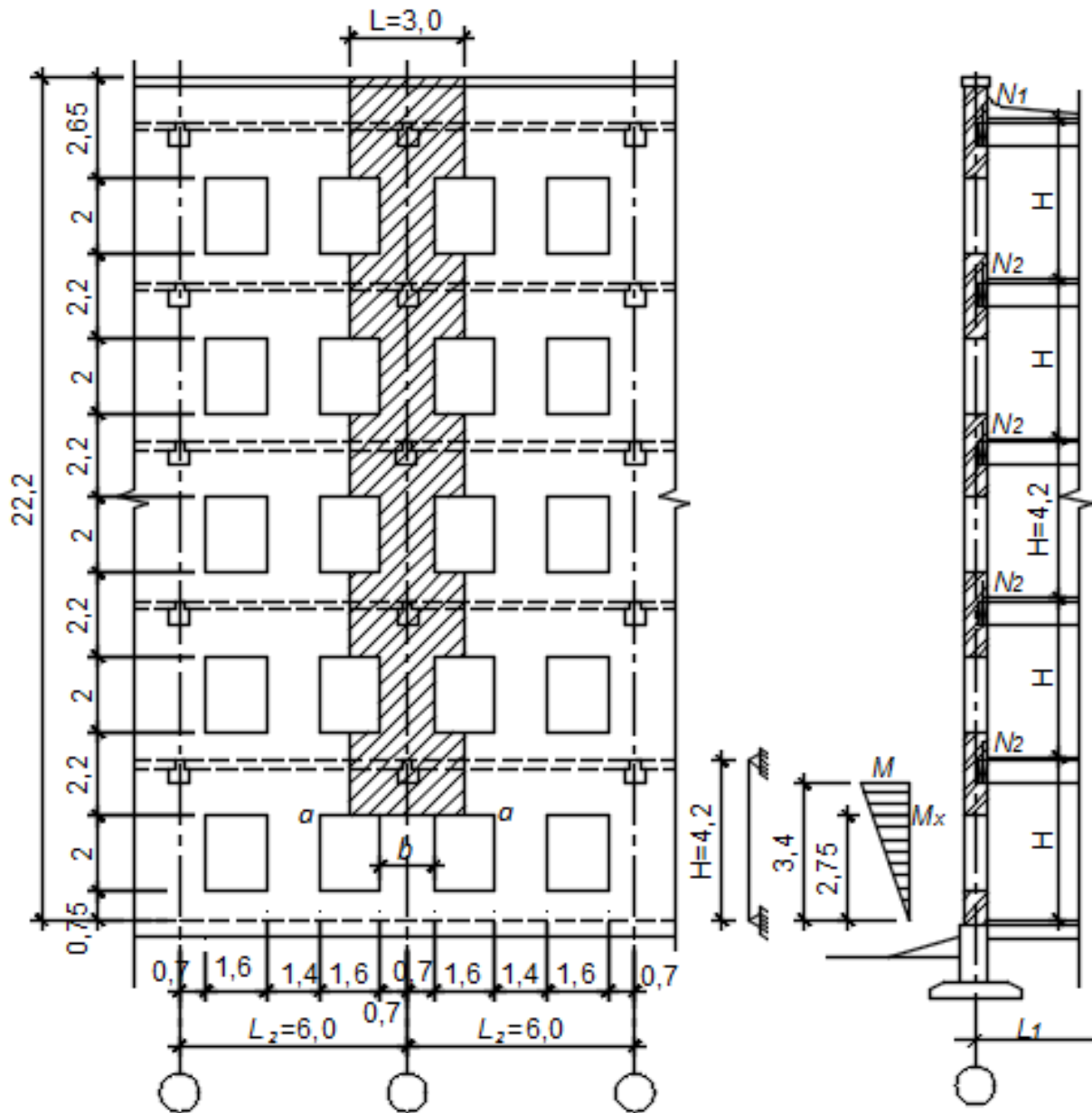


Рисунок 3.2 – Схеми для визначення зусиль на простінок

Визначення розрахункових зусиль

Навантаження на простінок від покриття і перекриттів знаходять з урахуванням вантажної площі (m^2):

$$A_{sup.} = \frac{l_1 - 0,2}{2} \cdot l_2 = \frac{7,0 - 0,2}{2} \times 6,0 = 20,4.$$

Розрахункові навантаження:

– від покриття:

$$N_1 = (g + v) \cdot A_{sup.} = 5,68 \times 20,4 = 115,9 \text{ кН};$$

– від 4-х міжповерхових перекриттів:

$$4N_2 = 4 \cdot (g + v) \cdot A_{sup.} = 4 \times 7,7 \times 20,4 = 630 \text{ кН};$$

– від власної ваги стіни, що передається на розрахунковий переріз (вага несучого простінка і вага стіни між серединами вікон, що передається на простінок через перемички або пояси); площа заштрихованої на фасаді частини стіни дорівнює

$$A_{cm} = 1,4 \times 2,0 \times 4 + 3,0 \times 2,2 \times 4 + 3,0 \times 2,4 = 44,8 \text{ м}^2,$$

$$N_{cm} = 44,8 \times 0,64 \times 18 \times 1,1 = 567,7 \text{ кН}.$$

Повне вертикальне навантаження, що діє в розрахунковому перерізі a – a дорівнює

$$N = N_1 + 4 N_2 + N_{cm} = 115,9 + 630 + 567,7 = 1\,313,6 \text{ кН}.$$

Розрахунок простінка

Відстань від точки прикладення опорної реакції ригеля над першим поверхом до внутрішньої грані стіни у випадку закладання ригеля $c = 250 \text{ мм}$:

$$e_3 = c / 3 = 250 / 3 = 83 \text{ мм} > 70 \text{ мм}; \text{ обираємо } e_3 = 70 \text{ мм}.$$

Ексцентриситет навантаження N_2 відносно центру ваги перерізу простінка e_1 (рис. 3.1):

$$e_1 = \frac{h}{2} - 70 = \frac{640}{2} - 70 = 250 \text{ мм} = 25 \text{ см.}$$

Згинальний момент, що діє в перерізі під опорою ригеля

$$M = N_2 \cdot e_1 = 157,5 \times 25 = 3\,937,5 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Згинальний момент у перерізі $a - a$

$$M_x = \frac{M \cdot 3,0}{3,4} = \frac{3937,5 \times 2,75}{3,4} = 3184,7 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Відносний ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{3184,7}{1313,6} = 2,42 \text{ см.}$$

Повний ексцентриситет: $e_i = e_0 + e_{init}$.

Випадковий ексцентриситет: $e_{init} = \frac{1}{450} \cdot h_{ef}$.

Вільна висота стіни: $h_{ef} = \rho_n \cdot h$.

Висота одного поверху у світлі: $h = 3,4 \text{ м.}$

Коефіцієнт зменшення: $\rho_n = \rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2$; $\rho_2 = 1,0$; $l = 6 \text{ м.}$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{1 \times 3,4}{6} \right]^2} 1 = 0,76.$$

$$h_{ef} = 0,76 \times 3,4 = 2,584; \quad e_{init} = \frac{1}{450} \times 2,584 = 0,00574 \text{ м} = 0,57 \text{ см};$$

$$e_i = 2,42 + 0,57 = 2,99 \text{ см.}$$

Несучу здатність цегляного простінка визначаємо за формулою (2.7):

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_d \cdot b.$$

Коефіцієнт зменшення Φ_i з формули (2.8):

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \times \frac{2,99}{64} = 0,907.$$

Визначаємо розрахунковий опір кладки на стиск

$$f_d = \frac{N_{Rd}}{\Phi \cdot t \cdot b} = \frac{13136}{0,907 \times 64 \times 140} = 0,162 \text{ кН/см}^2 = 1,62 \text{ МПа}.$$

Обираємо кладку з цегли глиняної пластичного пресування міцністю $f_b = 12,5$ МПа на розчині міцністю $f_m = 5$ МПа (дод. А). При цьому розрахунковий опір стиску $f_d = 1,7$ МПа $> 1,62$ МПа.

Отже, міцність простінка забезпечена.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення ; [на заміну СНиП II-22-81]. – Чинний від 2011–09–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 98 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною № 1 та № 2 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – Чинний від 2007–01–01 (зміна № 1 – чинний від 2007–10–01, зміна № 2 – чинний 2020–06–01). – Київ : Мінбуд України, 2020. – 75 с.
3. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Чинний від 2019–01–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 30 с.
4. Desing of masonry structures – Part 1–1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures : Eurocode 6. – CEN, 2005. – 125 p.
5. Проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій : навч. посіб. / за заг. ред. Є. М. Бабича. – Рівне : НУВГП, 2010. – 196 с.
6. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Практичні задачі : навч. посіб. / А. М. Павліков, О. В. Гарькава. – Полтава : ПП «Астроя», 2024. – 275 с.

ДОДАТОК А

Таблиця А.1 – Розрахункові опори на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами на важких розчинах

Міцність цегли або каменю f_b , МПа	Розрахункові опори f_d , МПа (кгс/см ²), на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами шириною до 12 мм із висотою кладки 50–150 мм на важких розчинах із міцністю f_m розчину								Із міцністю розчину	
	20,0	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	1,0	0,4	0,2	нульовий
30,0	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)
25,0	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,9 (19)	1,6 (16)	1,5 (15)	1,3 (13)
20,0	3,2 (32)	3,0 (30)	2,7 (27)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,0 (10)
15,0	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,8 (8)
12,5	–	2,2 (22)	2,0 (20)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)
10,0	–	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
7,5	–	–	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)
5,0	–	–	–	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
3,5	–	–	–	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)

Примітка 1. Розрахункові опори кладки на розчинах класу міцності від 4 до 50 належить зменшувати застосуванням знижувальних коефіцієнтів: 0,85 – для кладки на жорстких цементних розчинах (без домішок вапна або глини), легких и вапняних розчинах у віці до 3 місяців; 0,9 – для кладки на цементних розчинах (без вапна або глини) з органічними пластифікаторами.

Примітка 2. Зменшувати розрахунковий опір на стиск не вимагається для кладки підвищеної якості – шов розчину виконується під рамку з вирівнюванням та ущільненням розчину рейкою. У проєкті вказується марка розчину для звичайної кладки і для кладки підвищеної якості.

ДОДАТОК Б

Таблиця Б.1 – Граничні відношення висоти стін до їхньої товщини ($\beta = H/h$), коли не враховується вітрове навантаження під час розрахунку стін

Швидкісний напір вітру, H/m^2	Послаблення стін пройомами		
	0,7	0,5	0,3
393	12	16	19
687	9	12	14
981	8	10	12

ДОДАТОК В

Таблиця В.1 – Коефіцієнти поздовжнього згину кладки φ

Гнучкість		φ у разі пружної характеристики кладки α						
λ_h	λ_i	1 500	1 000	750	500	350	200	100
4	14	1,00	1,00	1,00	0,98	0,97	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32	—
20	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	—
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	—
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	—
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	—
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	—
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	—
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07	—
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05	—
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	—
Примітка. Для проміжних значень λ коефіцієнт φ визначають за інтерполяцією.								

ДОДАТОК Г

Таблиця Г.1 – Пружна характеристика α деяких видів кладки

Вид кладки	Марка розчину			Міцність розчину, МПа	
	200-25	10	4	0,2	0
З великих блоків з бетону на пористих заповнювачах, силікатного, великопористого бетону на легких заповнювачах і легкого природного каменю	1 000	750	500	500	350
З керамічного каменю	1 200	1 000	750	500	350
З цегли глиняної звичайної пластичного пресування і пустотілого, бетонного каменю на пористих заповнювачах і легкого природного каменю	1 000	750	500	350	200
З цегли силікатної	750	500	350	350	200
З цегли глиняної напівсухого пресування	500	500	350	350	200

ДОДАТОК Д

Таблиця Д.1 – Максимальна довжина l_{cm} між поперечними конструкціями

Тип покриття	Довжина між поперечними конструкціями (м) у разі групи кладки			
	1	2	3	4
Залізобетонне і армокам'яне збірне замонолічене і монолітне	54	42	30	-
Зі збірних залізобетонних настилів і залізобетонних або сталевих балок з настилом із плит або каменю	42	36	24	-
Дерев'яне	30	24	18	12

ДОДАТОК Е

Таблиця Е.1 – Вимоги до геометричних характеристик груп елементів кам'яної кладки

Матеріали і граничні значення для елементів кам'яної кладки								
	Група 1 (всі мате-ріали)	Елементи	Група 2		Група 3		Група 4	
			Вертикальні порожнечі				Горизонтальні порожнечі	
Об'єм всіх порожнин (% від загального об'єму)	≤ 25	Глиняна цегла	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		Силікатна цегла	> 25; ≤ 55		Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки ^{б)}	> 25; ≤ 60		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
Об'єм всіх порожнин (% від загального об'єму)	≤ 12,5	Глиняна цегла	Кожна з множини порожнеч ≤ 2 або 12,5		Кожна з множини порожнеч ≤ 2 або 12,5		Кожна з множини порожнеч ≤ 30	
		Силікатна цегла	Кожна з множини порожнеч ≤ 15		Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки ^{б)}	Кожна з множини порожнеч ≤ 30		Кожна з множини порожнеч ≤ 30		Кожна з множини порожнеч ≤ 25	
Заявлені значення товщини внутрішньої і зовнішньої переділки цегли, мм	Вимог немає		Внутрішня переділка цеглини	Зовнішня переділка цеглини	Внутрішня переділка цеглини	Зовнішня переділка цеглини	Внутрішня переділка цеглини	Зовнішня переділка цеглини
		Глиняна цегла	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		Силікатна цегла	≥ 5	≥ 10	Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки ^{б)}	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Заявлена величина сумарної товщини внутрішньої і зовнішньої перегородки цегли ^{а)} (% від габаритної ширини)	Вимог немає	Глиняна цегла	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Силікатна цегла	≥ 20		Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки ^{б)}	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
Примітка 1. Сумарна товщина внутрішньої переділки цегли і зовнішньої переділки цеглини, виміряна горизонтально у відповідному напрямі. Для перевірки повинні проводитися кваліфікаційні випробування, які повинні бути повторені тільки у разі впровадження принципових змін у конструкційні габарити елементів.								
Примітка 2. У разі конічних або стільникових порожнин використовується середнє значення товщини внутрішньої і зовнішньої переділок цеглини.								

Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації
до виконання курсового проєкту
з навчальної дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 3 Кам'яні конструкції

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

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

Відповідальний за випуск *П. М. Фірсов*

Редактор *Б. О. Хільська*

Комп'ютерне верстання *Н. О. Псурцева*

План 2025, поз. 4М

Підп. до друку 14.11.2025. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 1,9

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Чорноглазівська, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 8386 від 14.07.2025.