

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

Н. О. Псурцева

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

Розділ 2

Кам'яні та армокам'яні конструкції

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійної програми «Промислове та цивільне будівництво»)

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2026

УДК 624.012.15/25(075)

Псурцева Н. О. Залізобетонні та кам'яні конструкції. Розділ 2 Кам'яні та армокам'яні конструкції : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво») / Н. О. Псурцева ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026. – 90 с.

Автор

канд. техн. наук, доц. Н. О. Псурцева

Рецензент

П. А. Резнік, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій (Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова)

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 10 від 11 лютого 2026 р.

© Н. О. Псурцева, 2026

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ...	6
1.1 Центральні стиснуті елементи.....	6
1.2 Позацентрово стиснуті елементи.....	8
1.2.1 Передумови розрахунку.....	8
1.2.2 Розрахункові перерізи.....	9
1.2.3 Розрахункова висота конструкції.....	12
1.2.4 Ефективна товщина цегляних стін.....	15
1.2.5 Елементи, які зазнають місцевого стискування (зминання).....	16
1.2.6 Елементи, які зазнають згинання, зрізування та розтягу.....	17
2 ПРОЄКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ	20
2.1 Загальні положення розрахунку.....	20
2.2 Елементи із сітчастим армуванням.....	21
2.2.1 Конструктивні особливості елементів із сітчастим армуванням.....	21
2.2.2 Розрахунок несучої здатності елементів із сітчастим армуванням при центральному стиску.....	23
2.2.3 Розрахунок несучої здатності елементів із сітчастим армуванням при позацентровому стиску.....	25
2.3 Елементи із поздовжнім армуванням.....	28
2.3.1 Конструктивні особливості елементів із поздовжньою арматурою.....	28
2.3.2 Розрахунок несучої здатності елементів із поздовжнім армуванням при центральному стиску.....	30
2.3.3 Розрахунок несучої здатності елементів із поздовжнім армуванням при позацентровому стиску.....	31
2.3.4 Розрахунок несучої здатності елементів із поздовжнім армуванням при згинанні.....	35
2.4 Розрахунок несучої здатності елементів, підсилених обіймою....	38

3 РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНИХ ТА АРМОКАМ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ.....	43
3.1 Розрахунок неармованих кам'яних елементів за граничними станами другої групи (за придатністю до нормальної експлуатації).....	44
3.2 Розрахунок армованих кам'яних елементів за граничними станами другої групи (за придатністю до нормальної експлуатації).....	46
4 КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД.....	50
4.1 Загальні поняття про конструктивні системи будівель із каменю.	50
4.2 Правила попереднього призначення товщини стін.....	51
4.3 Будівлі із жорсткою конструктивною системою.....	51
4.3.1 Розрахунок стін будівель із жорсткою конструктивною системою.....	52
4.4 Будівлі із пружною конструктивною системою.....	63
4.4.1 Розрахунок поперечних рам будівель із пружною конструктивною системою.....	64
5 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ОКРЕМИХ ЧАСТИН КАМ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬ.....	70
5.1 Фундаменти та стіни підвалів.....	70
5.1.1 Розрахунок міцності стін підвалів.....	72
5.2 Висячі стіни та конструкції, що їх підтримують.....	74
5.3 Обпирання будівельних конструкцій на кам'яні стіни.....	78
5.4 Перемички.....	81
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	86
ДОДАТКИ.....	87

ВСТУП

Метою викладання навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» Розділ 2 Кам'яні та армокам'яні конструкції є надання майбутнім бакалаврам знань щодо вирішення питань стосовно розрахунку і принципів конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель.

Згідно з вимогами освітньої-професійної програми «Промислове та цивільне будівництво» підготовки бакалаврів студенти повинні:

знати: методи розрахунку та принципи конструювання залізобетонних та кам'яних конструкцій;

вміти: приймати розрахункові схеми окремих елементів; виконувати необхідні розрахунки елементів на міцність; конструювати розраховані елементи; аналізувати отримані результати і надавати оцінку прийнятним рішенням;

мати компетентності: використовувати нормативні матеріали для розрахунку і конструювання елементів будівель; використовувати програмні комплекси для розрахунку елементів залізобетонних та кам'яних конструкцій; аналізувати навчальну і періодичну літературу в галузі проектування конструкцій.

Знання, отримані під час вивчення дисципліни «Основи розрахунку будівельних конструкцій», що викладається в попередньому семестрі, є основою для розділу 2 Кам'яні та армокам'яні конструкції, а саме фізико-механічні властивості кам'яної кладки (матеріали для кам'яної кладки, міцнісні характеристики та деформаційні властивості кам'яної кладки, повзучість, усадка і температурні деформації кладки).

У розділі 2 Кам'яні та армокам'яні конструкції розглядаються питання розрахунку і конструювання елементів кам'яних та армокам'яних конструкцій за граничними станами першої та другої групи, конструктивні системи будівель із каменю, розрахунок і конструювання окремих частин кам'яних будівель. Залізобетонні та кам'яні конструкції розглядаються в розділі 1.

Основою розділу 2 Кам'яні та армокам'яні конструкції є нормативні документи станом на 01.04.2026 ДБН В.2.6-162:2010 [1] і ДСТУ Б В.2.6-207:2015 [2].

Проектування будівель і споруд, що зводяться або реконструюються, визначають дію навантажень і впливів, що регламентовані державними будівельними нормами України ДБН В 1.2-2:2006 [3].

1 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ

1.1 Центральні стиснуті елементи

При центральному стиску кам'яного елемента в граничному стані першої групи напруження σ рівномірно розподілені по поперечному перерізу, а їхнє значення дорівнює розрахунковому опору кам'яної кладки при стиску. Основною характеристикою опору такого елемента є його несуча здатність, яка залежить від геометричних параметрів, впливу ексцентриситету прикладання навантаження, властивостей кладки.

При центральному стиску зовнішнім навантаженням несуча здатність кам'яного неармованого елемента з поперечним перерізом прямокутної форми визначається посередині його висоти за умовою

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (1.1)$$

де N_{Ed} – розрахункове значення поздовжнього зовнішнього навантаження, Н;

N_{Rd} – розрахункове значення зусилля (в Н), яке може сприйняти кам'яний елемент у розглядуваному (небезпечному) перерізі в момент його руйнування при центральному стисканні.

Розрахункова величина несучої здатності N_{Rd} при вертикальному навантаженні визначається за формулою

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot b, \quad (1.2)$$

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

b, t – розміри поперечного перерізу стовпа, мм;

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ – розрахункове значення міцності цегляної кладки, МПа.

За рекомендаціями норм ([1], дод. К)

$$\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp^{-\frac{u^2}{2}}, \quad (1.3)$$

де e_{mk} – ексцентриситет посередині висоти стиснутого елемента, значення якого при центральному стиску стовпа чи стіни без пілястрів (п. 11.1.2.2 [1])

$$e_{mk} = e_{init} + e_k = e_{init} + 0,002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_{init}} \geq 0,05 \cdot t, \quad (1.4)$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}, \quad (1.5)$$

де e_{init} – значення випадкового ексцентриситету;

e_k – ексцентриситет, внаслідок повзучості;

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), мм;

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

Φ_∞ – коефіцієнт граничної повзучості від дії постійних та довготривалих навантажень (таблиця 1.1).

Значення випадкового ексцентриситету приймається для загальної висоти стіни. При звичайному рівні якості мурування конструкцій значення випадкового ексцентриситету e_{init} може прийматися рівним $h_{ef} / 450$ (п. 10.5.1.1 [1]).

У формулі (1.5) характеристика гнучкості елемента

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E_0}}, \quad (1.6)$$

де E_0 – початковий модуль деформації кладки.

Значення початкового модуля деформацій кладки визначається за результатами випробувань. У разі відсутності даних таких випробувань значення E_0 можна розраховувати за п. 8.7.2.2 [1]).

У формулах (1.4), (1.6) розрахункове значення вільної висоти $h_{ef} = \rho_n \cdot h$ (для стовпів значення конструктивної висоти h «у світлі» уточняють за допомогою коефіцієнта $\rho_n = \rho_2$, який ураховує спосіб спирання перекриття на стовп чи стіну та жорсткість вузлів спирання). Відповідно до вимог норм (п.10.5.1.2.11, [1]), $\rho_2 = 0,75$ – при обпиранні на кам'яні конструкції залізобетонного перекриття; $\rho_2 = 1,0$ – при обпиранні на кам'яні конструкції дерев'яного перекриття.

Для центрально завантажених елементів кам'яних конструкцій, у яких $h_{ef} / t < 18$, коефіцієнт зменшення несучої здатності Φ_m можна визначати за спрощеною формулою:

$$\Phi_m = 0,9 \cdot \exp\left[-1,1 \cdot (\lambda - 0,063)^2\right] \quad (1.7)$$

Таблиця 1.1 – Значення коефіцієнта Φ_{∞} граничної повзучості кладки

Тип елементів кам'яної кладки	Граничне значення коефіцієнта Φ_{∞}	Розрахункове (середнє) значення коефіцієнта Φ_{∞}^*
Керамічна цегла	Від 0,5 до 1,5	1,0
Силікатна цегла	Від 1,0 до 2,0	1,5
Збірний бетон і штучний камінь	Від 1,0 до 2,0	1,5
Легкий збірний бетон	Від 1,0 до 3,0	2,0
Ніздрюватий бетон автоклавного твердіння	Від 0,5 до 1,5	1,0
Природний камінь	Практично рівне 0	0
Примітка. Для практичних розрахунків необхідно застосовувати уточнене значення Φ_{∞} , отримане за результатами проведених випробувань.		

1.2 Позацентрово стиснуті елементи

1.2.1 Передумови розрахунку

Найбільш розповсюдженим видом навантаження кам'яних конструкцій є позацентровий стиск. У цьому випадку поздовжня сила діє з певним ексцентриситетом e_0 відносно центра ваги поперечного перерізу елементів. Позацентровий стиск може бути спричинений згинальним моментом від дії поперечного навантаження, наприклад від вітрового тиску, тиску ґрунту на стіни підвалів тощо.

При невеликих ексцентриситетах увесь переріз елемента стиснутий (рис. 3.1, а). При збільшенні ексцентриситету епюра напружень перетворюється на двозначну: частина перерізу стиснута, а інша – розтягнута (рис. 3.1, б).

При достатньо великих ексцентриситетах у розтягнутій зоні елемента напруження розтягу можуть досягти значень, при яких в цій зоні з'являються тріщини (рис. 3.1, в).

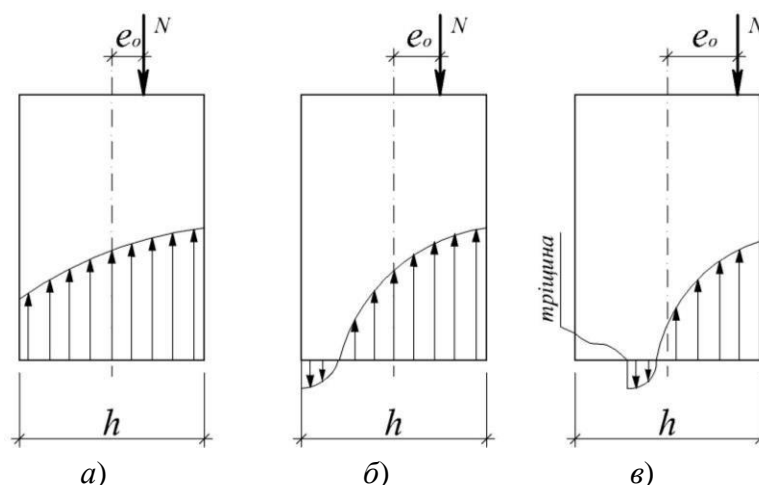


Рисунок 1.1 – Епюри напружень у перерізі кладки при позацентровому стиску:
 а – весь переріз стиснутий; б – поява розтягу в частині перерізу;
 в – виникнення тріщини у розтягнутій частині перерізу

У розрахунках кам'яних елементів на позацентровий стиск епюру розподілу напружень в стиснутій зоні елемента приймають прямокутною. При цьому за розрахунковий елемент приймається центрально стиснутий елемент з площею поперечного перерізу еквівалентній площі стиснутої зони і враховується ефект впливу навколишньої розтягнутої зони кладки (ефекту обойми) – міцність стиснутої зони кладки в позацентрово стиснутому елементі більша, ніж у центрально стиснутому елементі того ж самого розміру. Цей ефект збільшується при зменшенні відносної висоти стиснутої зони, тобто при збільшенні ексцентриситету.

1.2.2 Розрахункові перерізи

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 ([1]):

$$N_{Ed. (i, m)} \leq N_{Rd. (i, m)} = \Phi_{(i, m)} \cdot t \cdot f_d \cdot b, \quad (1.8)$$

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

$N_{Rd. (i, m)}$ – розрахункове значення зусилля (в H), 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), мм;

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

f_d – розрахункове значення міцності кам'яної (цегляної) кладки, МПа, (таблиці 1–9 дод. Р [1]);

$\Phi_{(i, m)}$ – коефіцієнт зменшення несучої здатності через вплив гнучкості та ексцентриситету (табл. 1.2), значення коефіцієнта Φ_i застосовується в розрахунках крайніх по висоті перерізів стіни (зверху $i = 1$, знизу $i = 3$), а значення Φ_m для серединного ($m = 2$) по висоті перерізу (рис. 1.2).

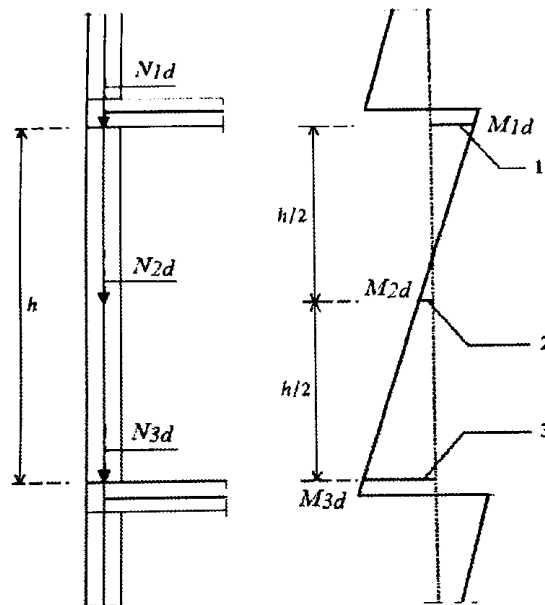


Рисунок 1.2 – Епюри моментів від дії зовнішнього навантаження та розташування розрахункових перерізів у кам'яних конструкціях при стиску:

- 1 – M_{1d} , під перекриттям зверху; 2 – M_{2d} , серединний за висотою перерізу;
3 – M_{3d} , над перекриттям знизу

У перерізах 1 і 3 значення коефіцієнта Φ_i обчислюють за формулою

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad (1.9)$$

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

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t, \quad (1.10)$$

де $\frac{M_{id}}{N_{id}}$ – ексцентриситет від зовнішніх навантажень, виражений відношенням розрахункових значень згинального моменту до поздовжньої сили у перерізі 1 або перерізі 3 (рис. 1.2);

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

e_{init} – випадковий ексцентриситет, приймається за рекомендаціями, наведеними в нормах (п. 10.5.1.1, [1]).

t – товщина стіни (менший розмір поперечного перерізу).

У перерізі 2 значення коефіцієнта Φ_m обчислюють за формулою (дод. К, формула (К.1), [1]):

$$\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp \frac{u^2}{2}, \quad (1.11)$$

у якій

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t. \quad (1.12)$$

Таблиця 1.2 – Фактори, які ураховуються коефіцієнтом $\Phi_{(i,m)}$ (рис. 1.2) у розрахунках несучої здатності кам'яних елементів при позацентровому стиску

Фактори впливу	Φ_i У перерізах 1, 3 $\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$	Φ_m У перерізі 2 $\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp \frac{u^2}{2}$
Ексцентриситет від дії вертикальних зовнішніх навантажень	ураховується	ураховується
Ексцентриситет від дії горизонтальних навантажень	ураховується	ураховується
Випадковий ексцентриситет	ураховується	ураховується
Вплив жорсткості та гнучкості конструкції	не ураховується	ураховується
Вплив повзучості кладки (довготривалі ефекти)	не ураховується	ураховується

Застосовуючи формулу (1.12), значення ексцентриситетів можна обчислити за такими формулами:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}, \quad (1.13)$$

$$e_k = 0,002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}, \quad (1.14)$$

де e_m – ексцентриситет, спричинений навантаженням;

M_{md} , N_{md} – розрахункові значення згинального моменту та поздовжньої сили в перерізі 2 (рис. 1.2);

e_{hm} – ексцентриситет від дії горизонтальних навантажень (наприклад, від тиску вітру);

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

Φ_∞ – коефіцієнт граничної повзучості (від дії постійних та довготривалих навантажень), значення якого приймається за таблицею 1.1 або за нормами (п. 8.7.4.2, табл. 8.9, [1]);

u – показник експоненти, обчислення якого здійснюється за формулою (1.5) або за нормами (додаток К, [1]).

1.2.3 Розрахункова висота конструкції

Розрахункове значення висоти стовпів та простінків (вільна висота) h_{ef} визначається, як значення їх висоти h у межах одного поверху «у світлі», помножене на відповідні коефіцієнти ρ_2 , ρ_3 , ρ_4 , тобто

$$h_{ef} = \rho_i \cdot h. \quad (1.15)$$

Значення коефіцієнта ρ_i у (1.15) приймають відповідно до вимог норм (п. 10.5.1.2.11, [1]). Наприклад, коефіцієнт ρ_2 може набувати таких двох значень:

– для стін, що закріплені знизу залізобетонними перекриттями, а зверху на ці стіни опирається залізобетонне перекриття з двох сторін або тільки з однієї на глибину не менше $2/3$ товщини стіни і при цьому ексцентриситет прикладеного зверху навантаження до стін не перевищує $1/4$ її товщини $\rho_2 = 0,75$; в іншому випадку $\rho_2 = 1,0$;

– для стін, які розкріплені зверху і знизу дерев'яними балками або дерев'яним перекриттям на одному рівні, або розкріплені дерев'яними

балками з однієї сторони з обпиранням їх на стіну не менше ніж 2/3 товщини стіни і не менше ніж 85 мм $\rho_2 = 1,0$ (п. 10.5.1.2.11, [1]).

При закріпленні стіни з трьох сторін (зверху, знизу та зі сторони одного з торців) коефіцієнт ρ_3 визначають за такою формулою:

– при $h \leq 3,5 \cdot l$

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot l} \right]^2} \cdot \rho_2, \quad (1.16)$$

– при $h > 3,5 \cdot l$

$$\rho_3 = \frac{1,5 \cdot l}{h} \geq 0,3, \quad (1.17)$$

де l – довжина стіни;

При закріпленні стіни з чотирьох сторін (зверху, знизу та з обох торців) коефіцієнт ρ_4 визначають за такою формулою:

– при $h \leq 1,15 \cdot l$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h}{l} \right]^2} \cdot \rho_2, \quad (1.18)$$

– при $h > 1,15 \cdot l$

$$\rho_4 = \frac{1,5 \cdot l}{h}. \quad (1.19)$$

Потрібно пам'ятати, що поперечна стіна може вважатися діафрагмою жорсткості, яка розкріплює стіну (збільшує її жорсткість), якщо забезпечуються такі умови:

– товщина діафрагми становить не менше 30 % від ефективної товщини простінка, $t \geq 0,3 \cdot t_{ef}$, але не менше 85 мм;

– довжина діафрагми становить не менше 1/5 від конструктивної висоти («у світлі») простінка, $L_{stiff} > h/5$;

– у місці з'єднання діафрагми та стіни тріщини не утворюються (цього досягають шляхом виконання простінка і діафрагми з матеріалів із приблизно однаковими деформаційними та усадковими характеристиками, одночасним їх зведенням, а також приблизно однаковим розподілом навантаження між ними);

– діафрагма та стіна з'єднані так (застосоване армування, анкери, тощо), що надійно можуть сприймати можливі зусилля стиску та розтягу;

– розміри та розташування прорізів, виконаних у діафрагмі, відповідають умовам, наведеним на рисунку 1.3.

Стіна не може вважатися розкріпленою діафрагмами жорсткості, якщо:

– довжина стіни між діафрагмами жорсткості, установлених в торцях стіни, перевищує її товщину більше ніж у 30 разів, тобто $L \geq 30 \cdot t$;

– довжина стіни між діафрагмою з одного торці та вільним іншим торцем перевищує її товщину більше ніж у 15 разів, тобто $L \geq 15 \cdot t$.

У місці влаштованого прорізу або ніші стіна вважається незакріпленою (тобто має вільний край), якщо наявна хоча б одна з таких умов:

- висота прорізу перевищує 1/4 вільної висоти стіни;
- ширина прорізу «в світлі» перевищує 1/4 довжини стіни;
- площа прорізу перевищує 1/10 загальної площі стіни;
- у ніші товщина стіни зменшується більше ніж удвічі.

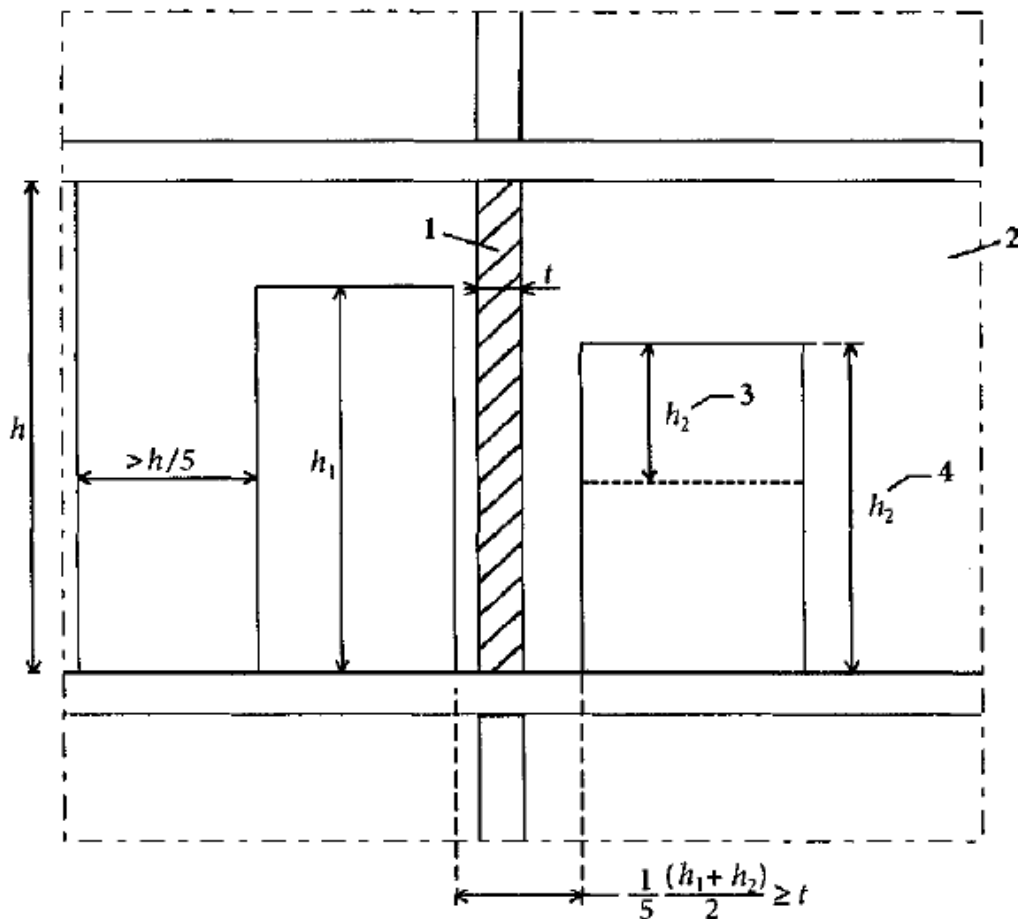


Рисунок 1.3 – Розміри та розташування прорізів у діафрагмі жорсткості:
1 – стіна, якій додається жорсткість діафрагмою; 2 – діафрагма жорсткості;
3 – h_2 (вікно); 4 – h_2 (двері)

1.2.4 Ефективна товщина цегляних стін

Ефективна товщина стіни t_{ef} (простінка) у вигляді колодязної кладки, у якій шари з'єднані між собою анкерами, визначається за формулою (10.11, [1]):

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3}, \text{ мм}, \quad (1.20)$$

де t_1 – фактична товщина зовнішнього чи ненавантаженого шару або ефективна товщина цього шару з урахуванням наявних пілястр;

t_2 – фактична товщина внутрішнього чи несучого шару або ефективна товщина цього шару з урахуванням наявних пілястр;

$$k_{tef} = \frac{E_2}{E_1} \leq 2 \text{ – коефіцієнт приведення шару 1 до шару 2 при різних}$$

значеннях січного модуля пружності шарів.

Значення ефективної товщини шару кладки, підсиленого пілястрами, обчислюється за формулою

$$t_{ef} = \rho_t \cdot t, \quad (1.21)$$

де t – фактична товщина шару стіни;

ρ_t – коефіцієнт жорсткості, що враховує розміри та розташування пілястрів уздовж стіни, приймається за таблицею 1.3.

Таблиця 1.3 – Коефіцієнт жорсткості ρ_t стін, підсилених пілястрами

Відношення відстані між пілястрами (від центра до центра) до ширини пілястра	Відношення товщини пілястра до дійсної товщини стіни, з якою він пов'язаний		
	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. При проміжних значеннях потрібно застосувати лінійну інтерполяцію.

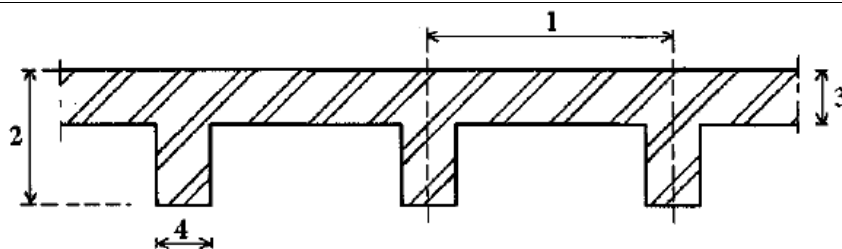


Рисунок 1.4 – До визначення коефіцієнта збільшення жорсткості ρ_t стіни:

1 – відстань між пілястрами; 2 – глибина пілястра; 3 – товщина стіни;

4 – ширина пілястра

1.2.5 Елементи, які зазнають місцевого стискання (зминання)

Місцеве стискання або зминання – особливий вид деформування кладки кам'яних конструкцій. Він виникає у тих випадках, коли будівельна конструкція (балка, колона, перемичка) спирається не на весь переріз кам'яної кладки, а на її обмежену частину.

Опір кам'яної кладки при місцевому стисканні вищий, ніж при її осьовому стисканні. Причина цього – обмеження вільного поперечного деформування кладки завантаженої ділянки через протидію ненавантаженої кладки суміжних ділянок (існування ефекту обойми). Таким чином, збільшення опору місцево стиснутої кладки безпосередньо залежить від розміру суміжних неавантажених ділянок кладки та місця прикладання навантаження.

Нормами встановлено, що підвищення опору кам'яної кладки при місцевому стисканні може бути враховане лише за умови прикладання навантаження з ексцентриситетом (рис. 1.5, б)

$$e = t / 4. \quad (1.22)$$

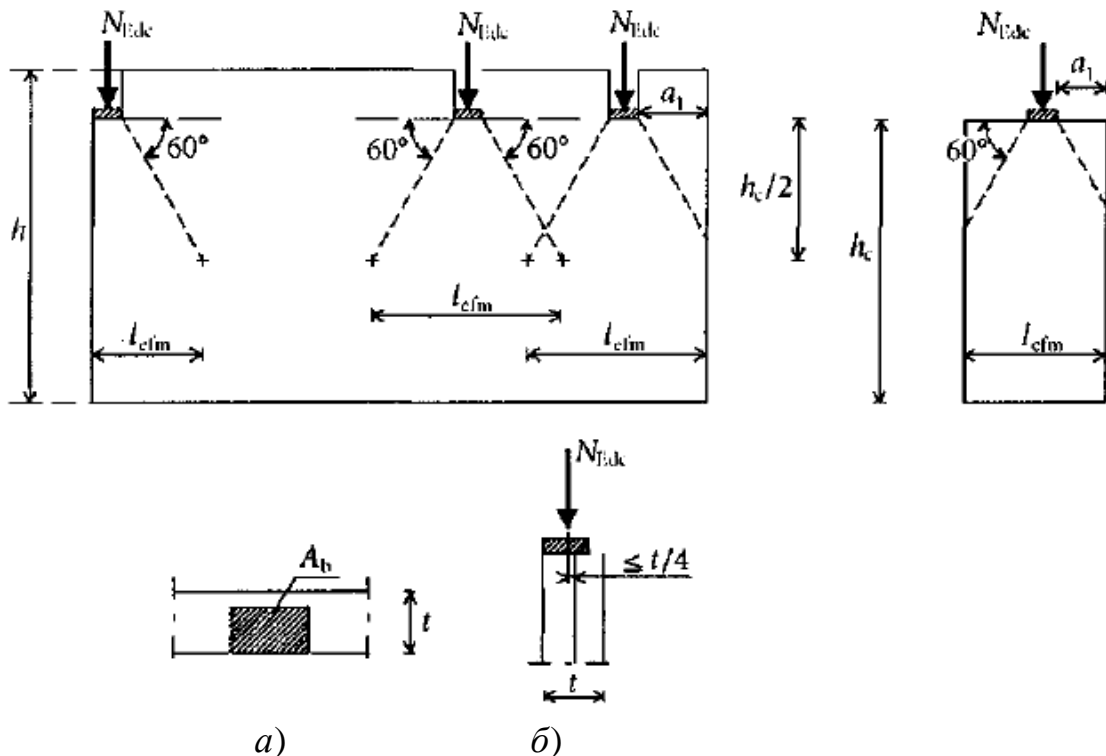


Рисунок 1.5 – Стіни при зосереджених навантаженнях

При виконанні умови (1.22) несуча здатність кам'яної кладки на дію зосередженого навантаження N_{Edc} буде забезпечена, якщо виконуватиметься умова

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}, \quad (1.23)$$

де N_{Edc} – розрахункове значення вертикального навантаження (в Н), яке спричиняє місцевий стиск кладки в кам'яному елементі;

N_{Rdc} – розрахункове значення зусилля (в Н), яке може сприйняти кладка кам'яного елемента у розглядуваному (небезпечному) перерізі в момент його руйнування від дії вертикального зосередженого навантаження.

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d, \quad (1.24)$$

де A_b – навантажена площа поперечного перерізу кам'яного елемента, мм (рис. 1.5, а);

$f_d = f_k / \gamma_m$ – розрахункове значення міцності кам'яної (цегляної) кладки при центральному стисканні, МПа;

β – коефіцієнт, який враховує збільшення міцності кладки при місцевому стисканні.

Коефіцієнт збільшення міцності кладки при місцевому стисканні β у формулі (1.24) може змінюватися в межах 1,0–1,5. Його значення можна обчислити за формулою (п. 11.1.3.2, [1]):

$$1,0 \leq \beta = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \leq 1,25 + \frac{a_1}{2 \cdot h_c}. \quad (1.25)$$

де a_1 – відстань від торця стіни до найближчого краю навантаженої площі (рис. 1.5);

h_c – висота стіни до рівня прикладання навантаження;

$A_{ef} = t \cdot l_{efm}$ – значення ефективної площі під ділянкою дії місцевого стиску, яка розташована на відстані 1/2 висоти стіни або пілястри в сторону від рівня прикладання навантаження в основі трапеції l_{efm} (рис. 1.5);

t – товщина стіни з урахуванням не повністю заповнених швів на глибину більше 5 мм; $\frac{A_b}{A_{ef}} \leq 0,45$.

1.2.6 Елементи, які зазнають згинання, зрізування та розтягу

Проектування кам'яних конструкцій на сприймання згинальних моментів рекомендується виконувати так, щоб при згинанні забезпечувалась їхня робота по перев'язаному шву.

Розрахунок несучої здатності елементів із кам'яної кладки на дію згинального моменту виконують за умовою

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \quad (1.26)$$

де M_{Ed} – значення згинального моменту (в Н·м), яке може сприйняти кладка кам'яного елемента у розглядуваному (небезпечному) перерізі кам'яного елемента;

M_{Rd} – значення внутрішнього моменту (в Н), яке може сприйняти кладка кам'яного елемента у розглядуваному (небезпечному) перерізі в момент його руйнування при згинанні;

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z, \quad (1.27)$$

де f_{xd} – розрахункове значення міцності кам'яної (цегляної) кладки (табл. 9–12, дод. Р, [1]) при згинанні у розглядуваному (небезпечному) перерізі, (МПа). При цьому потрібно брати до уваги таке: якщо руйнування кладки при згинанні відбувається по неперев'язаному шву, то характеристичне значення міцності кам'яної (цегляної) кладки має позначення f_{xk1} , якщо руйнування кладки при згинанні відбувається по перев'язаному шву, то характеристичне значення кам'яної (цегляної) кладки має позначення f_{xk2} (п. 8.6.3, [1]);

Z – пружний момент опору перерізу кладки.

Крім розрахунку на дію згинального моменту, кам'яну кладку при згинанні необхідно розраховувати на дію поперечної сили за умовою

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}. \quad (1.28)$$

де V_{Ed} – значення поперечної сили (в Н), яка діє у небезпечному перерізі кам'яного елемента;

V_{Rd} – значення поперечної сили (в Н), якої може набути кладка кам'яного елемента в момент його руйнування;

$$V_{Rd} = f_{tw} \cdot b \cdot z, \quad (1.29)$$

f_{tw} – розрахункове значення міцності кам'яної (цегляної) кладки на дію головних напружень розтягу при згинанні, (МПа);

z – плече внутрішньої пари сил у розрахунковому перерізі для прямокутного перерізу $z = \frac{2 \cdot h}{3}$;

b та h – відповідно, ширина та висота прямокутного перерізу.

Також розрахунок несучої здатності кам'яних конструкцій на дію зусиль зсуву потрібно виконувати за умовою

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (1.30)$$

де V_{Ed} – значення сили зсуву (в Н), яка діє у розглядуваному (небезпечному) перерізі кам'яної конструкції;

V_{Rd} – значення внутрішнього зусилля (в Н), яке може сприйняти кладка у розглядуваному перерізі в момент її руйнування при зсуві;

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c = (K_m \cdot f_{vk0} + \mu \cdot \sigma) \cdot t \cdot l_c / \gamma_M, \quad (1.31)$$

де f_{vd} – розрахункове значення міцності кам'яної кладки на зсув при дії напружень стиску σ_d , ортогональних до площини зсуву, (МПа) (табл. 9, дод. Р, [1]);

t – товщина стіни, що опирається зсуву (мм);

l_c – довжина стиснутої частини стіни без будь-якої розтягнутої частини (мм);

f_{vk0} – початкове розрахункове значення міцності кам'яної (цегляної) кладки на зсув без урахування напружень стиску σ_d , (табл. 8.4, [1]);

K_m – коефіцієнт, який урахує ступінь заповнення швів та тип будівельного розчину; за умови повного заповнення вертикальних і горизонтальних швів будівельним розчином загального призначення або застосування тонкошарового будівельного розчину при товщині постільного шва від 0,5 до 3,0 мм значення K_m можна приймати 1,0;

μ – коефіцієнт, яким урахується ступінь тертя по площині неперев'язаного шва; за рекомендаціями норм (п. 8.6.2.3, [1]) $\mu = 0,4$;

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;

γ_M – коефіцієнт надійності для кам'яної кладки (табл. 14, дод. Р, [1]).

Проектування кам'яних конструкцій на центральний розтяг рекомендується виконувати так, щоб забезпечувалась їхня робота по перев'язаному шву.

Розрахунок несучої здатності кам'яних конструкцій на дію центрального розтягу можна виконати за умовою

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (1.32)$$

де N_{Ed} – значення центрально прикладеної сили розтягу (Н), яка діє у розглядуваному перерізі кам'яної конструкції;

N_{Rd} – значення внутрішнього зусилля (Н), яке може сприйняти кладка кам'яної конструкції у розглядуваному перерізі в момент її руйнування при

центральному розтягу;

$$N_{Rd} = f_t \cdot A_t, \quad (1.33)$$

де f_t – розрахункове значення міцності кладки кам'яної (цегляної) конструкції на центральний розтяг, (МПа).

2 ПРОЄКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ

2.1 Загальні положення розрахунку

Кам'яні конструкції, до складу кладки яких уключена арматура, називають армокам'яними конструкціями. Мета армування конструкцій – підвищення їх несучої здатності. Застосовують два види армування кладки: поперечне (непряме / сітчасте) та поздовжнє. Несучу здатність кам'яних конструкцій також можна збільшити за рахунок застосування залізобетонних або сталевих обойм.

Проекткування армокам'яних конструкцій на дію згинання, центрального та позацентрового стискання базується на таких передумовах (11.6.1, [1]):

- перерізи, поперечні до поздовжньої осі елемента, у процесі завантаження залишаються плоскими;
- арматура з кладкою деформуються сумісно;
- міцність кладки на розтяг не враховують;
- максимальні деформації кладки на стиск приймаються залежно від застосованих матеріалів;
- максимальні деформації арматури приймаються залежно від її класів;
- залежність «напруження – деформації» для кладки приймається криволінійною, параболічною, лінійною, параболічно-прямокутною або прямокутною (п. 8.7.1, [1]);
- залежність «напруження – деформації» для арматури приймається відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009;
- граничне значення деформацій кладки на стиск для неповністю стиснутих поперечних перерізів не перевищує $\varepsilon_{mi} \approx 3,5 \text{ ‰}$, для елементів групи 1 і $\varepsilon_{mi} \approx 2 \text{ ‰}$ – для елементів груп 2, 3 і 4 (рис. 8.2, [1]).

Армокам'яні конструкції викладають із цегли всіх видів, керамічних та силікатних порожнистих каменів, природних і штучних каменів, які

відповідають вимогам державних стандартів. Марка цегли для армокам'яних конструкцій застосовується не нижче ніж М75, каменю – не нижче ніж М35, розчину – не нижче ніж М50.

2.2 Елементи із сітчастим армуванням

2.2.1 Конструктивні особливості елементів із сітчастим армуванням

Сітчасте (непряме) армування (рис. 2.1) застосовують у кам'яних елементах із метою збільшення їх несучої здатності в цілому або окремих ділянок. Арматура перешкоджає розвитку поперечних деформацій, сприймає розтягувальні зусилля, які є однією з причин руйнування кладки.

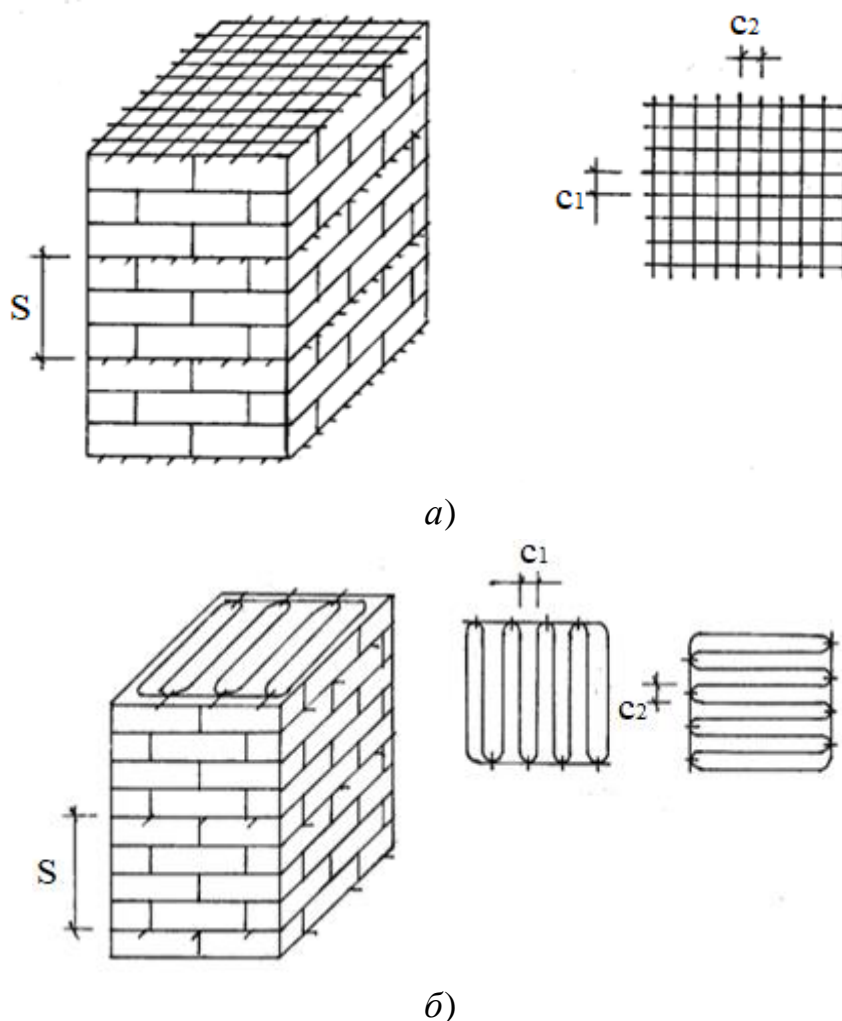


Рисунок 2.1 – Непряме армування цегляної кладки:
а – прямокутними сітками, б – сітками типу «зигзаг»

Сітчасте армування недоцільне в елементах зі значною гнучкістю: при $\lambda_h > 15$ в елементах з прямокутними перерізами, при $\lambda_i > 53$ – в інших елементах ($\lambda_h = h_{ef} / h$, $\lambda_i = h_{ef} / r$, h_{ef} – ефективна висота елемента; h і r –

відповідно, висота та радіус інерції поперечного перерізу елемента). Сітчасте армування не застосовують, якщо зовнішнє навантаження прикладене за межами ядра поперечного перерізу. Не застосовують сітчасте армування також у кам'яних конструкціях, які експлуатуються в приміщеннях із вологістю більше ніж 75 %.

Як сітчасте армування використовують сітки звичайні (рис. 2.1, *a*) або типу «зигзаг» (рис. 2.1, *б*).

Сітки вкладають у горизонтальні шви з кроком не більше, ніж через п'ять рядів ($s \leq 400$ мм) у кладці зі звичайної глиняної цегли; через чотири ряди – у кладці з потовщеної цегли; через три ряди – у кладці з керамічних каменів. Сітки типу «зигзаг» укладають у двох суміжних рядах кладки із взаємно ортогональним напрямом стержнів (рис. 2.1, *б*), що рівноцінно звичайній сітці з перехресними стержнями того самого діаметра.

Сітки виготовляють зі сталі класу A240C або дроту Вр-1 (B500). Діаметр стержнів приймається для сіток з перехресними стержнями від 3-х до 6-ти мм, а для сіток типу «зигзаг» – від 3-х до 8-ми мм. Відстань c_i між стержнями в сітках береться в межах 30–120 мм.

Шви армованої кладки за товщиною мають перевищувати діаметр арматури не менше ніж на 4 мм.

Кінці стержнів сіток для контролю їх розташування повинні виступати на 2–3 мм за межі кладки.

Сітки розташовують не менше ніж через 400 мм або через п'ять рядів цегляної кладки із звичайної цегли (через чотири ряди кладки із потовщеної цегли і через три ряди кладки із керамічних каменів). Сітки типу «зигзаг» розміщуються у швах кладки у взаємно перпендикулярному напрямі через шов, що рівнозначно одній сітці з перехресними стержнями такого самого перерізу.

Насиченість кладки непрямою арматурою оцінюється коефіцієнтом μ – «відсотком армування»:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} \cdot 100\%, \quad (2.1)$$

де V_s , і V_k , – відповідно, об'єм арматури і кладки в межах чарунки розміром $c_1 \times c_2$ (рис. 2.1).

При $c_1 = c_2 = c$ коефіцієнт армування кладки непрямою арматурою:

$$\mu = \frac{2A_{st}}{c \cdot s} 100\%. \quad (2.2)$$

Кількість сітчастої арматури, яка враховується в розрахунках стовпів і простінків, залежить від відсотка армування μ , який повинен складати не менше 0,1 % і не більше 1 %.

Ефективність сітчастого армування цегляної кладки при розташуванні сіток рідше, ніж 45 см, знижується. Таке армування може вважатися конструктивним, із розташуванням сіток по висоті елементів на відстані до одного метра. Сітки в цьому випадку в розрахунок не беруться, але вони запобігають розшаруванню кладки і її раптовому руйнуванню.

Товщина каменів у кладці повинна бути такою, щоб висота ряду кладки не перевищувала 150 мм.

2.2.2 Розрахунок несучої здатності елементів із сітчастим армуванням при центральному стиску

Розрахунок несучої здатності армокам'яних конструкцій із сітчастим армуванням при центральному стиску виконують за такою умовою:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (2.3)$$

де N_{Ed} – розрахункове значення центрально прикладеної сили стиску, яка діє у розглядуваному перерізі армокам'яної конструкції;

N_{Rd} – розрахункове значення внутрішнього зусилля, яке може сприйняти кладка армокам'яної конструкції у розглядуваному перерізі в момент її руйнування (в граничному стані) при центральному стиску;

$$N_{Rd} = m_g \varphi f_{sk} A, \quad (2.4)$$

де m_g – коефіцієнт, який відображає вплив тривалості дії навантаження залежно від його рівня:

$$m_g = 1 - \eta \cdot \frac{N_g}{N_{Ed}}, \quad (2.5)$$

де η – коефіцієнт, значення якого приймають із таблиці В.1 додатка В;

N_g – розрахункове значення поздовжньої зовнішньої сили від дії тривалих навантажень, що входять до складу розрахункового значення поздовжньої сили N_{Ed} ; (якщо менша сторона прямокутного поперечного перерізу елемента становить більше ніж 300 мм або менший радіус інерції $i \geq 8,7$ мм, то потрібно у формулі (2.4) прийняти $m_g = 1$);

φ – коефіцієнт впливу поздовжнього згинання, значення якого береться із таблиці 2.1 залежно від значення пружної характеристики кладки із сітчастим армуванням:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{f_k}{f_{sku}}, \quad (2.6)$$

де α – пружна характеристика кладки, приймається за рекомендаціями норм (табл. А.15, [1]);

f_k – характеристичне (нормативне) значення міцності кладки при стиску (значення середньої межі міцності при тимчасовому опорі кладки);

f_{sku} – характеристичне значення міцності при стиску сітчасто армованої кладки (значення середньої межі міцності при тимчасовому опорі сітчасто армованої кладки) з цегли або каменів при висоті ряду не більше ніж 150 мм:

$$f_{sku} = \gamma_M \cdot f_d + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{yk}}{100};$$

де γ_M – коефіцієнт, значення якого приймають згідно з нормами (табл. А.14, [1]);

f_d – розрахункове значення опору кладки при стиску, приймається згідно з таблицями норм (дод. Р, табл. 1–8, [1]) з урахуванням коефіцієнтів, наведених у примітках до цих таблиць;

f_{yk} – характеристичне значення опору арматури в армованій кладці, приймають для сталей класу А240С відповідно до вимог норм, а для сталі класу Вр-1 – із коефіцієнтом умов роботи 0,6;

$f_{sku} < 2 \cdot f_d$ – розрахункове значення міцності цегляної кладки із сітчастою арматурою при висоті ряду кладки не більше ніж 150 мм:

$$f_{sk} = f_d + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{yd}}{100} \leq 2 \cdot f_d. \quad (2.7)$$

При міцності розчину кладки менше ніж 2,5 МПа (під час зведення кам'яної конструкції)

$$f_{sk} = f_{d1} + \frac{2\mu \cdot f_{yd}}{100} \times \frac{f_{d1}}{f_{d25}} \leq 2 \cdot f_d, \quad (2.8)$$

де f_{d1} – розрахункове значення міцності неармованої кладки в розглядуваний термін твердіння розчину;

f_{d25} – розрахункове значення міцності неармованої кладки при марці розчину М25; при міцності розчину кладки більше ніж 2,5 МПа відношення

$$\frac{f_{d1}}{f_{d25}} = 1;$$

$A = b \cdot h$ – площа поперечного перерізу з розмірами $b \times h$ сітчасто армованої кладки.

Таблиця 2.1 – Значення коефіцієнта φ для елементів, які зазнають поздовжнього стиску

Гнучкість		Значення коефіцієнта φ залежно від значень пружної характеристики кладки α (α_{sk})						
λ_h	λ_i	1500	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	–

У формули (2.7) та (2.8) підставляють значення величини μ , обчислене за виразом (2.1).

Розрахункове значення міцності цегляної кладки із сітчастою арматурою залежить від ексцентриситета прикладання поздовжнього зусилля стиску і обчислюється за формулами (2.14) та (2.15).

2.2.3 Розрахунок несучої здатності елементів із сітчастим армуванням при позацентровому стиску

Розрахунок несучої здатності армокам'яних конструкцій із сітчастим армуванням на дію поздовжньої сили, прикладеної з ексцентриситетом у межах ядра перерізу (у прямокутному перерізі $e_0 \leq 0,17h$), виконують за умовою

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = m_g \cdot \varphi_I \cdot w \cdot f_{skb} \cdot A_c. \quad (2.9)$$

Для елементів прямокутного перерізу залежність (2.9) має такий вигляд:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot w \cdot f_{skb} \cdot A \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{h}\right). \quad (2.10)$$

де N_{Ed} – розрахункове значення поздовжньої сили, прикладеної у розглядуваному перерізі армокам'яної конструкції у межах ядра перерізу;

N_{Rd} – розрахункове значення внутрішнього зусилля, яке може сприйняти армокам'яна конструкція у розглядуваному перерізі в момент її руйнування при позacentровому стискові;

m_g – коефіцієнт, який відображає вплив тривалості дії навантаження залежно від його рівня:

$$m_g = 1 - \eta \cdot \frac{N_g}{N_{Ed}} \left(1 + \frac{1,2 \cdot e_{0g}}{h}\right), \quad (2.11)$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}, \quad (2.12)$$

де e_{0g} – значення ексцентриситету прикладання навантаження тривалої дії; для $h \geq 300$ мм) $i \geq 87$ мм) значення коефіцієнта $m_g = 1$;

φ – коефіцієнт поздовжнього згинання в площині дії згинального моменту, його значення береться із таблиці 2.1 залежно від розрахункової довжини елемента l_0 ;

φ_c – коефіцієнт поздовжнього згинання для стиснутої частини перерізу в площині дії згинального моменту, його значення береться із таблиці 2.1 залежно від фактичної h_{tot} висоти елемента:

$$\lambda_{hc} = \frac{h_{ef}}{h_c} = \frac{h_{ef}}{h - 2 \cdot e_0}; \quad \lambda_{ic} = \frac{h_{ef}}{i_c}; \quad (2.13)$$

де h_c і i_c – відповідно, висота та радіус інерції стиснутої ділянки А, перерізу в площині дії згинального моменту (у разі знакозмінної епюри моментів уздовж висоти елемента розрахунок несучої здатності можна виконувати зі значенням коефіцієнта поздовжнього згинання φ_c для висоти частини елемента в межах епюри одного знаку);

w – коефіцієнт, за яким ураховується вплив ефекту обойми на величину f_{skb} (його значення обчислюють за формулами таблиці 2.2);

Таблиця 2.2 – Значення коефіцієнта w

Вид кладки	Значення w для перерізів	
	довільної форми	прямокутної форми
1 Кладка всіх видів, крім зазначених у позиції 2	$1 + \frac{e_0}{2 \cdot y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2 Кладка з каменів і великих блоків, виготовлених із поруватих і крупнопоруватих бетонів; із природних каменів (включаючи бут)	1	1
Примітка. Якщо $2y < h_c$, то при визначенні коефіцієнта w замість $2y$ приймають h .		

f_{skb} – розрахункове значення міцності поперечно армованої цегляної кладки при стиску на розчині М50 і вище, МПа:

$$f_{skb} = f_d + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{yd}}{100} \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y} \right) \leq 2 \cdot f_d, \quad (2.14)$$

де y – відстань від центра ваги до краю перерізу у бік ексцентриситету, а при марці розчину кладки менше ніж М25

$$f_{skb} = f_{d1} + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{yd}}{100} \cdot \frac{f_{d1}}{f_{d25}} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y} \right) \leq 2 \cdot f_d, \quad (2.15)$$

де f_{d1} – розрахункове значення міцності неармованої кладки в розглядуваний термін твердіння розчину;

f_{d25} – розрахункове значення міцності неармованої кладки при марці розчину М25;

A_c – площа стиснутої зони перерізу, обчислюється з урахуванням того, що центр ваги цієї зони перерізу співпадає з точкою прикладання зовнішнього навантаження N_{Ed} . Зокрема, для прямокутних перерізів $h_c = h - 2 \cdot e_0$, $A = b \cdot h$, $A_c = b \cdot h_c$, тому

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{h} \right). \quad (2.16)$$

Для таврових перерізів (при $e_0 > 0,45 \cdot y$) допускається наближено приймати $h_c = 2 \cdot (y - e_0)$ і $A_c = 2 \cdot (y - e_0) \cdot b$, де y – відстань від центра ваги перерізу елемента до його краю з боку ексцентриситету; b – ширина стиснутої полицки або стінки таврового перерізу).

Обчислення значень інших величин формул (2.9) – (2.16) здійснюють за виразами (2.1) – (2.8).

2.3 Елементи із поздовжнім армуванням

2.3.1 Конструктивні особливості елементів із поздовжньою арматурою

Поздовжнє армування кам'яних елементів (стін, простінків, стовпів, перемичок, підпирних стін тощо) застосовують для сприймання зусиль розтягу, які виникають у них від позацентрового стискання, згинання, а також із метою підвищення міцності, монолітності і стійкості тонких стін при $\lambda_h > 15$ чи $\lambda_i > 53$, окремих частин та всієї споруди в цілому.

Поздовжнє армування кладки (рис. 2.2) може бути як зовнішнім, так і внутрішнім (у штрабі, заповненій розчином).

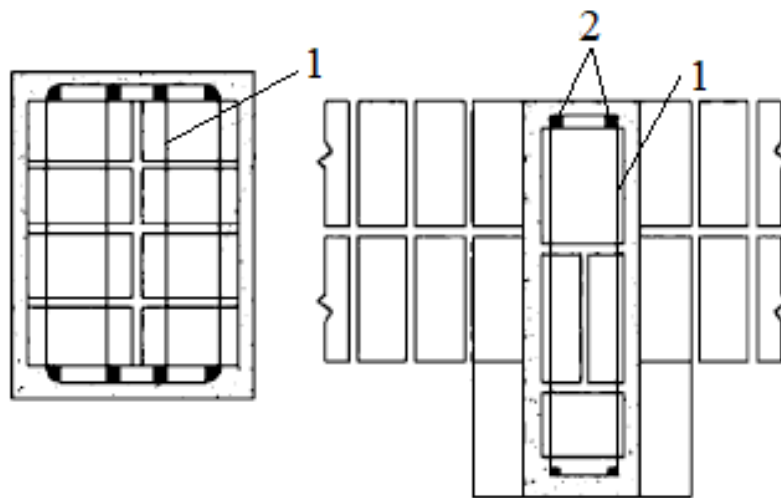


Рисунок 2.2 – Схеми поздовжнього армування кладки:

- а – зовнішнє армування; б – розташування арматури в штрабі кладки;
1 – поперечна арматура; 2 – поздовжня арматура

Як поздовжню арматуру використовують стержні зі сталі класів А240С, А400С, а також дріт Вр-1 із діаметром не меншим ніж 3 мм у розтягнутій зоні та 6 мм у стиснутій. Хомути виготовляють зі сталі класу А240С або дроту діаметром 3–6 мм класу Вр-1. Крок хомутів має становити не більше ніж $15\varnothing$ при зовнішньому армуванні і $20\varnothing$ при внутрішньому (\varnothing – діаметр поздовжньої арматури).

У разі застосування зовнішнього та конструктивного армування в розтягнутій зоні крок хомутів має становити не більше ніж $80\varnothing$.

Площа перерізу поздовжньої стиснутої арматури приймається не менше ніж 0,1 %, а розтягнутої – не менше ніж 0,05 % від площі поперечного перерізу кам'яного елемента.

Арматуру, яка розташовується зовні армокам'яних конструкцій, захищають шаром цементного розчину, товщину якого обирають відповідно до вказаної у таблиці 2.3.

Несучу здатність кам'яних конструкцій з поздовжньою арматурою обчислюють аналогічно до відповідних розрахунків залізобетонних конструкцій.

Опір поздовжньої арматури у стиснутій кладці використовується не повністю. Це враховується у розрахунках шляхом множення розрахункового значення опору кладки f_d на коефіцієнт умов роботи кладки $\gamma_c = 0,85$.

У розрахунках міцності елементів на позацентровий стиск розрахунковий опір кладки приймають рівним $\omega \cdot f_d$ (ω – коефіцієнт, який беруть з таблиці (ДСТУ Б В.2.6-207:2015, п. 9.3.3)).

Таблиці 2.3 – Значення товщини захисного шару для арматури (мм) з цементного розчину в армованій кладці

Вид конструкції	Для конструкцій розташованих		
	у приміщеннях з нормальною вологістю повітря	на відкритому повітрі	у вологих і мокрих приміщеннях, резервуарах, фундаментах тощо
Балки і стовпи	20	25	30
Стіни	10	15	20

У згинальних кам'яних елементах арматура в стиснутій зоні застосовується у виняткових випадках, наприклад, при обмеженій висоті перерізу або при дії моментів різних знаків тощо. Також потрібно пам'ятати, що в елементах із зовнішньою поздовжньою арматурою площа перерізу захисного шару в розрахунках не враховується.

2.3.2 Розрахунок несучої здатності елементів із поздовжнім армуванням при центральному стиску

Для центрально стиснутих кам'яних конструкцій із поздовжньою арматурою (рис. 2.3, а) при обчисленні несучої здатності або площі поперечного перерізу поздовжньої арматури застосовують, відповідно, такі залежності (на рис. 2.3 потрібно враховувати, що $h_0 = d$):

$$N_{Ed} < N_{Rd} = \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot f_d \cdot A + f_{sk} \cdot A'_s) \quad (2.17)$$

$$A'_s = \frac{N_{Ed} - 0,852 \cdot \varphi \cdot m_g \cdot f_d \cdot A}{\varphi \cdot f_{sc}} \quad (2.18)$$

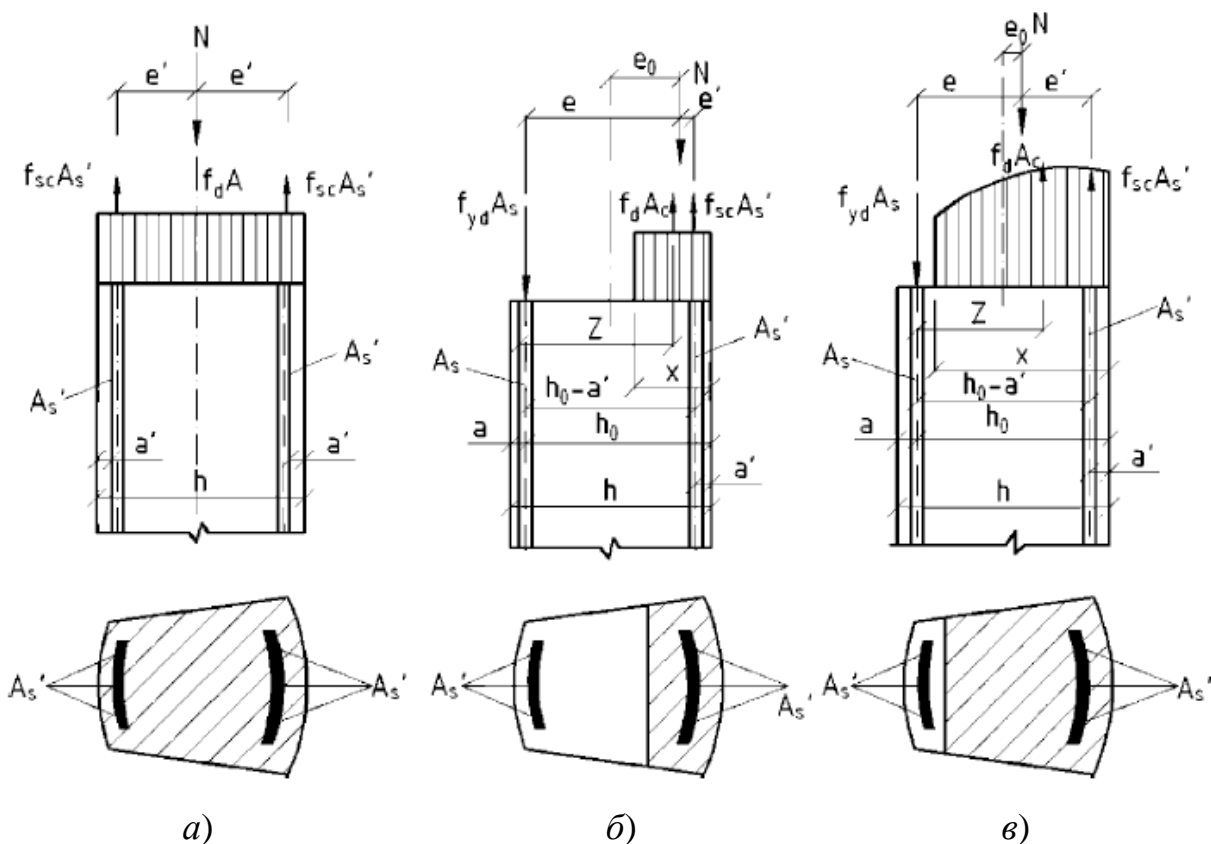


Рисунок 2.3 – Розрахункові схеми кладки з поздовжнім армуванням:
 а – при центральному стисканні; б – при позацентровому стисканні за випадком 1 ($S_c < 0,8 \cdot S_0$); в – при позацентровому стисканні за випадком 2 ($S_c \geq 0,8 \cdot S_0$); (потрібно враховувати, що $h_0 = d$)

У формулах (2.17) та (2.18):

N_{Ed} – розрахункове значення центрально прикладеної сили стиску;

N_{Rd} – розрахункове значення внутрішнього зусилля, яке може сприйняти центрально стиснута армокам'яна конструкція у розглядуваному перерізі в момент її руйнування;

φ – коефіцієнт впливу поздовжнього згинання (табл. 2.1);

m_g – коефіцієнт впливу тривалої дії навантаження залежно від його рівня (формула (2.11));

f_d – розрахункове значення опору кладки при стиску;

A – площа перерізу кладки;

f_{sc} – розрахункове значення опору поздовжньої стиснутої арматури;

A'_s – площа перерізу поздовжньої стиснутої арматури.

При використанні формул (2.17) і (2.18) потрібно пам'ятати, що застосовувати стиснуту поздовжню арматуру в центральних стиснутих елементах неекономно, тому доцільніше збільшити площу перерізу неармованого кам'яного елемента або здійснити його армування сітками.

2.3.3 Розрахунок несучої здатності елементів із поздовжнім армуванням при позацентровому стиску

Розрахунок несучої здатності позацентрово стиснутих армокам'яних здійснюють залежно від двох випадків прикладання поздовжньої сили (рис. 2.3, б, в; на рис. 2.3 потрібно враховувати, що $h_0 = d$).

Випадок 1 (випадок великих ексцентриситетів, рис. 2.3, б), коли для будь-якої форми поперечного перерізу виконується умова

$$S_c < 0,8 \cdot S_0. \quad (2.19)$$

Для прямокутної форми перерізу умова (2.19) набуває такого вигляду:

$$x < 0,55 \cdot d. \quad (2.20)$$

Випадок 2 (випадок малих ексцентриситетів, рис. 2.3, в), коли для будь-якої форми поперечного перерізу виконується така умова:

$$S_c \geq 0,8 \cdot S_0. \quad (2.21)$$

Якщо переріз прямокутний, умова (2.21) набуває такого вигляду:

$$x \geq 0,55 \cdot d, \quad (2.22)$$

де S_c – статичний момент стиснутої зони поперечного перерізу кладки відносно центра ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури;

S_0 – статичний момент усього робочого поперечного перерізу кладки відносно центра ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури.

Для будь-якої форми поперечного перерізу

$$S_0 = A \cdot (d - y), \quad (2.23)$$

де A – площа перерізу кладки;

y – відстань від центра ваги робочого перерізу до краю більш стиснутої грані.

Для прямокутної форми поперечного перерізу

$$S_0 = 0,5 \cdot b \cdot d^2, S_c = b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x), \quad (2.24)$$

де x – висота стиснутої зони перерізу,

d – робоча висота перерізу, $d = h - a$ (рис. 2.3, б, в; на рис. 2.3 потрібно враховувати, що $h_0 = d$);

h, b – висота та ширина прямокутного перерізу;

a – відстань від центра ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури до розтягнутої або менш стиснутої грані перерізу.

З метою забезпечення повного використання поздовжньої арматури у стиснутій зоні перерізу необхідно дотримуватися таких умов:

– для будь-якої форми поперечного перерізу

$$z \leq (d - a'); \quad (2.25)$$

де z – відстань від центра ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури до точки прикладання рівнодійної напружень у кладці в стиснутій частині перерізу елемента;

– для прямокутної форми поперечного перерізу

$$x \geq 2 \cdot a'; \quad (2.26)$$

де a' – відстань від центра ваги більш стиснутої арматури до стиснутої грані елемента.

Розрахунки за несучою здатністю поздовжньо армованих кам'яних конструкцій, які зазнають позацентрового стискання (рис. 2.3, б, в), виконують за залежністю

$$N_{Ed} < N_{Rd}, \quad (2.27)$$

де N_{Ed} – розрахункове значення позацентрово прикладеної сили стиску, яка діє у розглядуваному перерізі армокам'яної конструкції з поздовжнім армуванням;

N_{Rd} – розрахункове значення зусилля, яке може сприйняти кам'яна конструкція із поздовжнім армуванням в момент її руйнування при позацентровому стиску у розглядуваному перерізі.

Розрахункові залежності для обчислення N_{Rd} отримують для кожного випадку окремо.

Випадок 1 (випадок великих ексцентриситетів, тобто $S_c < 0,8 \cdot S_0$, рис. 2.3, б). Розрахункову залежність для обчислення значення внутрішнього зусилля N_{Rd} у (2.27) отримують із рівняння суми моментів усіх сил відносно точки прикладання рівнодійної зусиль у розтягнутій арматурі $\sum M_i = 0$:

$$N_{Rd} \cdot e = \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_c + f_{yd} \cdot A'_s \cdot z_s) \quad (2.28)$$

або із рівняння суми проєкцій усіх сил на поздовжню вісь елемента $\sum N_i = 0$:

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_c + f_{yd} \cdot A'_s - f_{yd} \cdot A_s), \quad (2.29)$$

де w – коефіцієнт, яким враховується вплив ефекту обойми (його значення обчислюють за формулами табл. 2.2).

Положення нейтральної лінії можна визначити із рівняння суми моментів усіх сил $\sum M_i = 0$ відносно точки, яка розміщується на лінії дії зовнішнього навантаження N_{Ed} :

$$0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_{cN} \pm f_{yd} \cdot A'_s \cdot e' - f_{yd} \cdot A_s \cdot e = 0, \quad (2.30)$$

де S_{cN} – статичний момент стиснутої частини перерізу елемента відносно точки прикладання зовнішньої сили N_{Ed} .

У формулі (2.30) знак «плюс» приймається для випадку, якщо поздовжня сила N_{Ed} розміщується за межами проміжку між центрами ваги арматур A'_s і A_s , а знак «мінус» – у межах цього проміжку.

Для армокам'яних конструкцій із поздовжньою арматурою тільки в розтягнутій зоні в розрахункових залежностях (2.28) – (2.30) приймають $A'_s = 0$, а коефіцієнт 0,85 замінюють на одиницю. Виконавши такі заміни в залежностях (2.28) – (2.30) отримаємо їх спрощений вигляд:

$$N_{Rd} \cdot e = \varphi \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_c, \quad (2.31)$$

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_c - f_{yd} \cdot A_s), \quad (2.32)$$

$$m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_{cN} - f_{yd} \cdot A_s \cdot e = 0. \quad (2.33)$$

Для перерізів прямокутної форми з подвійним армуванням рівняння (2.28) – (2.30) для розрахункової схеми, наведеної на рисунку 2.3, б, при рівномірно розподілених напруженнях у стиснутій зоні кладки будуть такими:

$$N_{Rd} \cdot e = \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5x) + f_{yd} \cdot A'_s \cdot z_s), \quad (2.34)$$

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot x + f_{yd} \cdot A'_s - f_{yd} \cdot A_s), \quad (2.35)$$

$$0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot x \cdot (0,5x - d + e) \pm f_{yd} \cdot A'_s \cdot e' - f_{yd} \cdot A_s \cdot e = 0, \quad (2.36)$$

а для перерізів прямокутної форми з одиничним армуванням ($A'_s = 0$) формули (2.34) – (2.36) перетворюються на такі:

$$N_{Rd} \cdot e = \varphi \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5x), \quad (2.37)$$

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot x - f_{yd} \cdot A_s), \quad (2.38)$$

$$m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot x \cdot (0,5x - d + e) - f_{yd} \cdot A_s \cdot e = 0. \quad (2.39)$$

У формулах (2.36) та (2.39) вираз $(0,5x - d + e) = (0,5x - e' - a')$ становить плече рівнодійної напружень $f_b \cdot b \cdot x$ у бетоні стиснутої зони відносно лінії дії зовнішнього зусилля N_{Ed} .

Випадок 2 (випадок малих ексцентриситетів, тобто $S_c \geq 0,8 \cdot S_0$ (рис. 2.43 в)).

Розрахункове значення внутрішнього зусилля N_{Ed} у (4.25) можна отримати із рівняння суми моментів $\sum M_i = 0$ усіх сил відносно точки прикладання рівнодійної зусиль у розтягнутій (менш стиснутій) арматурі. При рівномірному розподілі напружень у стиснутій зоні кладки отримаємо:

$$N_{Rd} \cdot e = \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_c + f_{yd} \cdot A'_s \cdot z_s). \quad (2.40)$$

Аналогічно розрахункове значення внутрішнього зусилля можна отримати із рівняння суми моментів $\sum M_i = 0$ усіх сил відносно точки прикладання рівнодійної зусиль у стиснутій (більш стиснутій) арматурі:

$$N_{Rd} \cdot e' = \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S'_c - f_{yd} \cdot A_s \cdot z_s). \quad (2.41)$$

де S_c – статичний момент стиснутої зони перерізу кладки відносно центра ваги розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_s ;

S'_c – те саме відносно центра ваги стиснутої (більш стиснутої) арматури A'_s ;

z_s – відстань між центрами ваги розтягнутої (менш стиснутої) та стиснутої (більш стиснутої) арматури, $z_s = h - a - a'$.

Значення величин S'_c можна обчислити для будь якої форми поперечного перерізу за формулою $S'_c = A_c \cdot (y - a')$, у якій y – відстань від центра ваги стиснутої зони перерізу до грані перерізу з боку арматури A'_s , а для перерізу прямокутної форми, при умові, що він повністю стиснутий, $S'_c = 0,5 \cdot b \cdot d'^2$, при цьому $d' = d - a' + a$.

Параметри положення нейтральної лінії визначаються з рівняння

$$0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_{cN} + f_{yd} \cdot A'_s \cdot e' - f_{yd} \cdot A_s \cdot e = 0, \quad (2.42)$$

Для армокам'яних конструкцій із поздовжньою арматурою тільки в розтягнутій (менш стиснутій) зоні в розрахункових залежностях (2.40) – (2.42) приймають $A'_s = 0$, а коефіцієнт 0,85 замінюють на одиницю. Виконавши такі заміни в залежностях (2.40) – (2.42), отримаємо їх спрощений вигляд:

$$N_{Rd} \cdot e = \varphi \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_c, \quad (2.43)$$

$$N_{Rd} \cdot e' = \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S'_c - f_{yd} \cdot A_s \cdot z_s). \quad (2.44)$$

$$0,85 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot S_{cN} - f_{yd} \cdot A_s \cdot e = 0, \quad (2.45)$$

де S_c – статичний момент стиснутої частини перерізу відносно центра ваги розтягнутої арматури чи менш стиснутої арматури A_s ;

S'_c – те саме відносно центра ваги стиснутої арматури A'_s і в цьому випадку для будь-якого перерізу $S'_c = A_c \cdot (y - a')$; для повністю рівномірно стиснутого прямокутного перерізу $S'_c = 0,5 \cdot b \cdot d'^2$, $d' = d - a' + a$.

Формули обчислення статичних моментів та площ стиснутої частини перерізу елемента, які використовуються у залежностях (2.28) – (2.45), наведені в таблицях норм.

Для перерізів прямокутної форми з подвійним армуванням при повністю рівномірно стиснутому перерізі формули (2.40) – (2.42) набувають такого вигляду:

$$N_{Rd} \cdot e = \varphi \cdot (0,425 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_s \cdot z_s), \quad (2.46)$$

$$N_{Rd} \cdot e' = \varphi \cdot (0,425 \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot d^2 - f_{yd} \cdot A_s \cdot z_s). \quad (2.47)$$

а для перерізів прямокутної форми з одиничним армуванням

$$N_{Rd} \cdot e = 0,5 \cdot \varphi \cdot m_g \cdot w \cdot f_b \cdot b \cdot d^2. \quad (2.48)$$

2.3.4 Розрахунок несучої здатності елементів із поздовжнім армуванням при згинанні

Армокам'яні конструкції, котрі зазнають дії згину, повинні виконуватись з кладки, в якій у площині дії згинального моменту усі шви перерв'язані (наявність неперев'язаних швів у цих площинах не допускається).

Розрахунок несучої здатності армокам'яних елементів з арматурою, розташованою тільки в розтягнутій зоні (одиничне армування), потрібно виконувати відповідно до рекомендацій норм за залежністю (11.6.2, [1]):

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \quad (2.49)$$

де M_{Ed} – розрахункове значення згинального моменту від зовнішніх сил, який діє у розглядуваному перерізі армокам'яної конструкції з поздовжнім армуванням;

M_{Rd} – розрахункове значення внутрішнього згинального моменту, який може сприйняти армокам'яна кладка при згинанні конструкції із поздовжнім армуванням в момент її руйнування у розглядуваному перерізі.

Розрахункову залежність для обчислення M_{Rd} отримують із рівняння суми моментів усіх сил $\sum M_i = 0$ відносно точки прикладання рівнодійної зусиль у розтягнутій арматурі. Для випадку, коли поперечний переріз має форму прямокутника (рис. 2.4), розрахункова залежність для обчислення значення внутрішнього моменту M_{Rd} у (2.49) має такий вигляд:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z, \quad (2.50)$$

де плече внутрішньої пари сил

$$z = d - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot f_d} \leq 0,95 \cdot d, \quad (2.51)$$

де b – ширина поперечного перерізу;

d – робоча висота поперечного перерізу армокам'яної конструкції;

A_s – площа поперечного перерізу арматури, розташованої у розтягнутій зоні;

f_d – розрахункове значення міцності кладки на стиск (7.4.1, [1]);

f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на розтяг, розташованої у розтягнутій зоні.

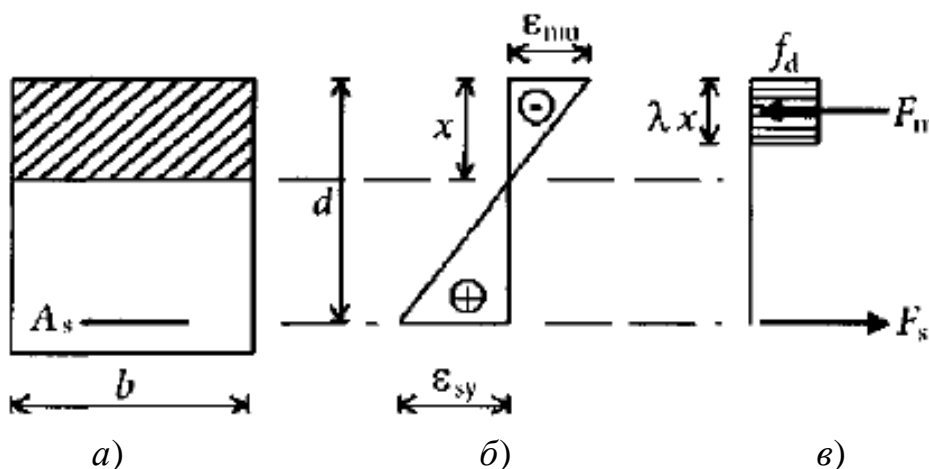


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема армокам'яної кладки з поздовжнім армуванням при згинанні ([1]): а – поперечний переріз; б – епюра деформацій; в – внутрішні зусилля в перерізі

При обчисленні несучої здатності (M_{Rd}) кам'яної кладки з поздовжнім армуванням при згинанні розрахункове значення міцності кладки на стиск f_d (рис. 2.4, в) може прийматись однаковим по всій площі стиснутої зони ($b \cdot \lambda x$).

Значення моменту M_{Rd} , обчислене за формулою (2.50), повинно розміщуватись у такому діапазоні:

– для елементів групи 1, за винятком кладки з елементів на легких заповнювачах (табл. 8.1, [1]),

$$M_{Rd} = 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2, \quad (2.52)$$

– для елементів групи 2, 3, 4 та елементів групи 1 з легкого бетону (табл. 8.1, [1])

$$M_{Rd} = 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2, \quad (2.53)$$

де b – ширина поперечного перерізу армокам'яної конструкції;

d – робоча висота поперечного перерізу армокам'яної конструкції;

f_d – розрахункове значення міцності кладки на стиск (7.4.1, [1]);

x – відстань до нейтральної лінії від найбільш стиснутої грані поперечного перерізу армокам'яної конструкції (рис. 2.4, б).

Армокам'яні конструкції, які зазнають впливу згинальних елементів, також необхідно розраховувати на дію поперечної сили на зсув (11.7, [1]) за умовою

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (2.54)$$

де V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили від зовнішніх навантажень, яка діє у розглядуваному перерізі армокам'яної конструкції з поздовжнім армуванням;

V_{Rd} – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти армокам'яна кладка при згинанні конструкції із поздовжнім армуванням в момент її руйнування у розглядуваному перерізі.

В умові (2.54) зусилля V_{Rd} становить суму зусиль опору кладки V_{Rd1} і опору поперечної арматури V_{Rd2} , тобто $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2}$, тому розрахунок міцності у нормальному перерізі армокам'яної конструкції на дію поперечної сили при згинанні зазвичай виконують у два етапи. На першому етапі розрахунку перевіряють міцність нормального перерізу без урахування поперечної арматури за умовою (2.54):

$$V_{Ed} = V_{Rd} = V_{Rd1}. \quad (2.55)$$

Якщо умова (2.55) виконується, то міцність нормального перерізу на дію поперечної сили вважається достатньою. Якщо ця умова не виконується, то

переходять до другого етапу розрахунку. На другому етапі розрахунку перевіряють міцність нормального перерізу з урахуванням поперечної арматури за умовою (2.54):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2}. \quad (2.56)$$

При цьому застосовуючи умову (4.54) потрібно враховувати, що, відповідно до вимог норм (11.7.3, [1]),

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} = 0,25 \cdot f_d \cdot b \cdot d. \quad (2.57)$$

В умовах (4.53) – (4.55) маємо:

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d, \quad (2.58)$$

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha, \quad (2.59)$$

де f_d – розрахункове значення міцності кладки на стиск;

b – мінімальне значення ширини балки уздовж робочої висоти;

d – робоча висота поперечного перерізу балки;

f_{vd} – розрахункове значення міцності балки на зсув;

A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури;

s – крок поперечної арматури;

f_{yd} – розрахункове значення міцності балки на розтяг;

α – кут нахилу поперечної арматури до осі балки (від 45° до 90°).

Розрахунок несучої здатності армокам'яних згинальних елементів прямокутного поперечного перерізу також можна виконувати відповідно до рекомендацій ДСТУ Б В.2.6-207:2015, пп. 9.3.9, 9.3.10).

2.4 Розрахунок несучої здатності елементів, підсилених обоймою

У практиці експлуатації будівель та споруд виникає необхідність їх реконструкції, надбудови, збільшення в умовах експлуатації навантажень на існуючі конструкції, усунення негативних наслідків руйнування кладки в результаті її механічного пошкодження тощо, тому виникає потреба підсилення різних кам'яних конструкцій (стін, простінків, стовпів, склепінчастих перекриттів тощо).

Підсилення кам'яних конструкцій здійснюють у вигляді обойм з армованої штукатурки, залізобетону чи сталі (рис. 2.5, 2.6).

Обойми, як і сітчасте армування, здебільшого застосовують для підсилення центрально- і позацентрово стиснутих елементів із малими

ексцентриситетами, які не виходять за межі ядра перерізу, а також для елементів з невеликою гнучкістю.

Суть застосування обойм полягає у створенні можливості роботи кладки в умовах всебічного стиснення і обмеження її поперечного деформування. При цьому несуча здатність кладки збільшується у 2–2,5 рази.

Завдяки застосуванню обойм несучу здатність стін та стовпів із уже наявними силовими тріщинами можна відновити повністю.

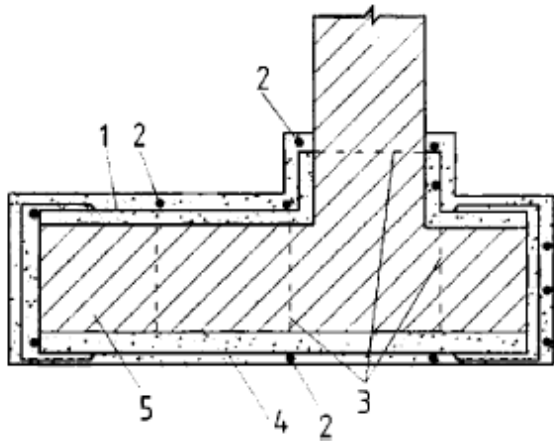


Рисунок 2.5 – Схема підсилення стіни залізобетонною обоймою ([2]):

- 1 –металева сітка;
- 2 – додаткові стержні; 3 – хомути (в'язи); 4 – бетон обойми;
- 5 – кам'яна кладка

Робота стін та стовпів, включених в обойму, відрізняється від роботи кам'яної кладки без такого підсилення. Наприклад, при навантаженнях $(0,8-0,9) \cdot N_{Rd}$ поздовжня деформація кладки в обоймі збільшується порівняно з кладкою без обойми. Застосовувати обойми з $\mu > 1 \%$, як засвідчують есперименти, для кладки недоцільно.

При співвідношенні сторін більше ніж 1 : 2,5 (рис. 2.5) необхідно додатково впоперек кладки встановити (пропускати) поперечні стержні-в'язи на відстані один від одного по горизонталі та вертикалі не більше ніж подвоєний найменший розмір поперечного перерізу елемента (стіни), який підсилюється (рис. 2.5, поз. 3). При цьому ці відстані по вертикалі не повинні бути більшими, ніж 750 мм, а по горизонталі – 1 000 мм. Додаткові горизонтальні поперечні стержні-в'язі розраховують за формулою (2.61) з коефіцієнтом умов роботи $m_k = 0,5$.

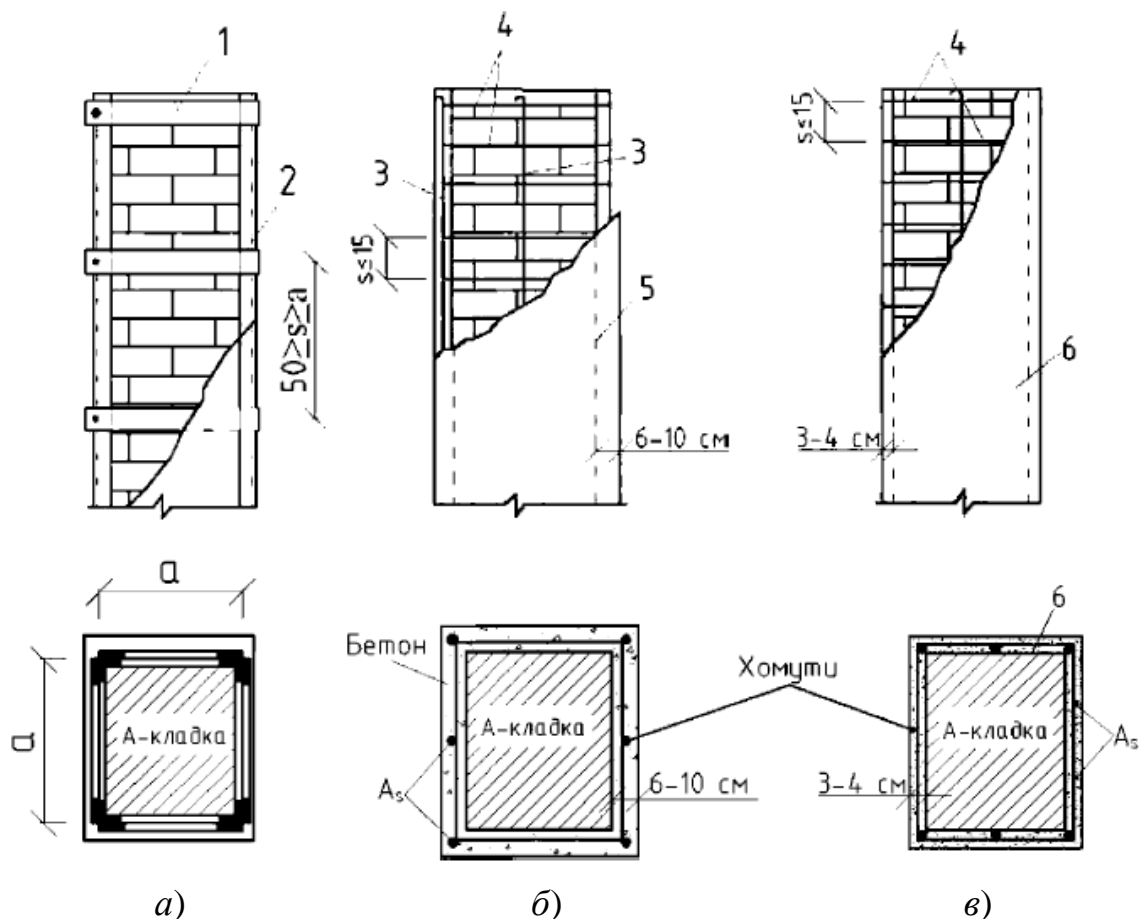


Рисунок 2.6 – Схеми підсилення цегляних стовпів обіймами ([2]):
 а – сталюю штукатуркою; б – залізобетонною штукатуркою; в – армованою штукатуркою; 1 – поперечна планка; 2 – зварний шов; 3 – арматурні стрижні $\varnothing 5 - 12$ мм; 4 – хомути $\varnothing 4 - 10$ мм; 5 – бетон класу С8/10 – С 16/20; 6 – штукатурка (розчин М50 – М100)

Стальні обійми (рис. 2.6, а) застосовують у разі необхідності значного підвищення несучої здатності елемента кам'яної кладки, але вони характеризуються суттєвим обмеженням щодо використання: їх виконують лише для простінків і стовпів з прямокутною формою поперечних перерізів, крім цього вони неекономні за витратами сталі. Стальні обійми проектують із розташованих уздовж ребер кам'яних конструкцій сталевих кутиків, з'єднаних горизонтальними хомутами зі стержнів діаметром 12 мм або стрічкової сталі із кроком не менше ніж менший розмір поперечного перерізу кладки і не менше ніж через 500 мм. Кутики для включення їх в роботу на сприймання вертикального навантаження попередньо напружують. По обіймі для захисту її від корозії наносять шар цементно-піщаного розчину марки М50 – М100 завтовшки 25–30 мм. Для поліпшення зчеплення розчину з елементами обійми її перед обштукатурюванням обмотують металеву сіткою.

Залізобетонні обойми (рис. 2.5, 2.6, б), як і обойми з армованої штукатурки, також застосовують для підсилення кам'яної кладки будь-яких за формою поперечних перерізів. Ці обойми суттєво збільшують несучу здатність елемента, який підсилюється. У них замість штукатурки влаштовують бетонну оболонку з товщиною 60–120 мм (визначену розрахунком) з бетону класу не нижче С12/15.

Обойми з армованої штукатурки (рис. 2.6, в) застосовують для підсилення кам'яної кладки будь-яких за формою поперечних перерізів. Перевагою цих обойм є невелика товщина, але застосовують їх при незначних підсиленнях. Обойма з армованої штукатурки складається з вертикальних, розташованих по периметру кладки стержнів діаметром 12–16 мм не менше ніж через 400 мм, та горизонтальних хомутів із дроту класу Вр-1 з діаметром 4–8 мм з кроком не менше ніж 150 мм. По арматурі наносять шар цементно-піщаної штукатурки з розчину марки М50–М100 з товщиною 30–40 мм.

Несучу здатність підсилених обоймами кам'яних конструкцій – стовпів та простінків, які працюють в умовах центрального стиску і позацентрального стиску з малими ексцентриситетами, можна обчислити за такими формулами:

– для сталевий обойми (рис. 2.6, а):

$$N_{Rd} = \varphi \cdot \psi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot f_d + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100} \right) \cdot A + f_{sc} A'_s \right], \quad (2.60)$$

– для залізобетонної обойми (рис. 2.5; 2.6, б):

$$N_{Rd} = \varphi \cdot \psi \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot f_d + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100} \right) \cdot A + \gamma_c \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{sc} A'_s \right], \quad (2.61)$$

– для обойми з армованої штукатурки (рис. 2.6, в):

$$N_{Rd} = \varphi \cdot \psi \left(m_g \cdot m_k \cdot f_d + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100} \right) \cdot A. \quad (2.62)$$

У формулах (2.60) – (2.62) коефіцієнти $\psi = 1$, $\eta = 1$ застосовують у випадку підсилення центрально стиснутих кам'яних конструкцій, а якщо кам'яна конструкція зазнає позацентрального стиску, то

$$\psi = 1 - \frac{2 \cdot e_o}{h}, \quad \eta = 1 - \frac{4 \cdot e_o}{h}; \quad (2.63)$$

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{sw} \cdot (h + b)}{b \cdot h \cdot s} \cdot 100\%, \quad (2.64)$$

де e_0 – ексцентриситет прикладання зовнішнього навантаження;

A_{sw} – площа поперечного перерізу хомутив;

s – крок поперечної арматури ($h \geq s \leq b$, але не більше 500 мм);

$A = h \cdot b$ – площа перерізу з розмірами $h \times b$ підсилюваної кам'яної конструкції;

A_c – площа перерізу бетонної обойми, яка розміщується в межах між хомутами та кам'яною кладкою (без урахування захисного шару);

A'_s – площа поперечного перерізу вертикально встановлених кутиків сталеної обойми або поздовжньої арматури залізобетонної обойми;

m_k – коефіцієнт умов роботи кладки: $m_k = 1$ для кам'яної кладки без ушкоджень, $m_k = 0,7$ для кам'яної кладки з тріщинами;

γ_c – коефіцієнт умов роботи бетону: при передачі навантаження на обойму і наявності опори під нею $\gamma_c = 1$; при передачі навантаження на обойму і відсутності опори під нею чи над нею $\gamma_c = 0,7$; при передачі навантаження тільки на кладку $\gamma_c = 0,35$;

f_d – розрахункове значення міцності кладки на стиск;

f_{sw} – розрахункове значення міцності поперечної арматури обойми;

f_{sc} – розрахункове значення міцності арматури на стиск;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону обойми на стиск;

m_g – коефіцієнт, який ураховує вплив довгочасної дії навантаження;

φ – коефіцієнт поздовжнього згинання (при визначенні φ за таблицею 2.1 значення α приймається як для непідсиленої кладки).

Таблиця 2.4 – Розрахункові значення опору арматури, застосовуваної при конструюванні обійм кам'яної кладки (табл. 9.3, [2])

Армування та умови передачі навантаження на обійму	Розрахункові значення опору арматури, МПа	
	сталь класу А240С	сталь класу А400С
Поперечна арматура	150	190
Поздовжня арматура без безпосередньої передачі навантаження на обійму	43	55
Те саме при передачі навантаження на обійму з однієї сторони (зверху або знизу)	130	160
Те саме при передачі навантаження з двох сторін (зверху і знизу)	190	240

3 РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНИХ ТА АРМОКАМ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

Практика експлуатації кам'яних та армокам'яних елементів будівель і споруд свідчить про те, що їх розрахунок за граничними станами першої групи в деяких випадках може виявитися недостатнім для забезпечення нормальної експлуатації цих конструкцій, якщо їх прогин або ширина розкриття тріщин будуть перевищувати встановлені нормами граничні значення. Тому потрібно виконати також розрахунки за граничними станами другої групи, які забезпечили б необхідну тріщиностійкість та відсутність надмірних прогинів (деформацій). При цьому під тріщиностійкістю кам'яних та армокам'яних конструкцій потрібно розуміти їх опір утворенню та розкриттю тріщин. Відсутність надмірних прогинів (деформацій) у кам'яних та армокам'яних конструкціях забезпечується, як правило, збільшенням жорсткості їх поперечних перерізів.

На утворення і розкриття тріщин (швів кладки), а також за прогинами (деформаціями), як цього вимагають норми (12, ([1], 10, [2]), розраховують:

а) позацентрово стиснуті неармовані елементи при ексцентриситеті прикладання поздовжньої сили $e_0 > 0,7 \cdot y$, (де y – відстань в сторону прикладеної сили від центра ваги поперечного перерізу до найбільш стиснутої грані);

б) суміжні конструктивні елементи кладки, які працюють спільно, виконані з матеріалів різної деформативності (з різними модулями пружності, повзучістю, усадкою) або мають значну різницю в напруженнях;

в) несучі стіни, які зв'язані з каркасами і працюють на поперечне згинання і їх несуча здатність недостатня для самостійного (без каркасу) сприйняття навантажень;

г) стінові заповнення в каркасах – на перекис у площині стін;

д) згинальні, позацентрово стиснуті і розтягнуті поздовжньо армовані елементи, які експлуатуються в умовах агресивного середовища для арматури;

е) поздовжньо армовані ємкості при вимогах недопущення в них проникності штукатурних чи плиткових ізоляційних покриттів;

ж) інші елементи будівель і споруд, в яких утворення тріщин не допускають чи розкриття тріщин обмежується за умовами експлуатації.

Розрахунок кам'яних та армокам'яних конструкцій за граничними станами другої групи виконують на дію навантажень із характеристичними (нормативними) значеннями при їх основних сполученнях.

3.1 Розрахунок неармованих кам'яних елементів за граничними станами другої групи (за придатністю до нормальної експлуатації)

Розрахунок позацентрово стиснутих неармованих елементів на розкриття тріщин (швів кладки) при ексцентриситетах $e_0 > 0,7 \cdot y$ виконують на дію розрахункових значень навантажень на основі таких положень:

– у розрахунку епюру напружень стиску в перерізі приймають лінійною як для пружного тіла;

– розрахунок виконують для найбільш розтягнутої фібри кладки з умовним значенням напруження розтягу, яке відповідає значенню розкриття тріщин у розтягнутій зоні.

Розрахунок на розкриття тріщин (швів кладки) позацентрово стиснутих неармованих кам'яних конструкцій виконують за формулою

$$N = \frac{\gamma_r \cdot f_{xkl} \cdot A}{\frac{A \cdot (h - y) \cdot e_0}{I} - 1}, \quad (3.1)$$

де I – момент інерції перерізу в площині дії згинального моменту;

y – відстань від центра ваги перерізу до його стиснутого краю;

f_{xkl} – розрахункове значення опору кладки розтягуванню при згинанні по неперев'язаному перерізу (табл. 9, [1];

γ_r – коефіцієнт умов роботи кладки в розрахунках на розкриття тріщин (табл. 3.1).

Конструкції, в яких, відповідно до умов експлуатації, поява тріщин в штукатурних і інших покриттях не допускається, перевіряють за деформаціями розтягнутих поверхонь, які в неармованій кам'яній кладці визначають при характеристичних (нормативних) значеннях навантажень, прикладених після нанесення штукатурних або інших покриттів. Граничні значення цих відносних деформацій ε_u , як вимагають норми [1], не повинні перевищувати значень, наведених у таблиці 3.2.

Розрахунок за деформаціями розтягнутих поверхонь неармованих кам'яних конструкцій потрібно виконувати за такими залежностями:

– при осьовому розтягові:

$$N_{Ed} \leq E \cdot A \cdot \varepsilon_u; \quad (3.2)$$

– при згинанні:

$$M_{Ed} \leq \frac{E \cdot I \cdot \varepsilon_u}{h - y}; \quad (3.3)$$

– при позацентровому стиску:

$$N_{Ed} \leq \frac{E \cdot A \cdot \varepsilon_u}{\frac{A \cdot (h - y) \cdot e_0}{I} - 1}; \quad (3.4)$$

– при позацентровому розтягу:

$$N_{Ed} \leq \frac{E \cdot A \cdot \varepsilon_u}{\frac{A \cdot (h - y) \cdot e_0}{I} + 1}. \quad (3.5)$$

Таблиця 3.1 – Значення коефіцієнта умов роботи γ_r кладки в розрахунках на утворення тріщин

Характеристика і умови роботи кладки	Значення коефіцієнта умов роботи γ_r при терміні служби конструкції, років		
	100	50	25
1 Неармована позацентрово стиснута і розтягнута кладка	1,5	2,0	3,0
2 Те саме з декоративним оздобленням для конструкцій із підвищеними архітектурними вимогами	1,2	1,2	–
3 Неармована позацентрово завантажена з гідроізоляційною штукатуркою кладка для конструкцій, які зазнають гідростатичного тиску рідиною	1,2	1,5	–
4 Те саме з кислототривкою штукатуркою чи облицюванням на замазці на рідкому склі	0,8	1,0	1,0
Примітка. Значення коефіцієнтів умов роботи γ_r при розрахунку поздовжньо-армованої кладки на позацентровий стиск, згинання, осьове та позацентрове розтягнення і головні напруження розтягу приймаються з такими коефіцієнтами: $k = 1,25$ при $\mu \geq 0,1$ %; $k = 1$ при $\mu \leq 0,05$ %. Для проміжних відсотків армування значення коефіцієнтів умов роботи γ_r приймаються за інтерполяцією за формулою $k = 0,75 + 5\mu$.			

Таблиця 3.2 – Граничні значення відносних деформацій ε_u кам'яної кладки при розтягуванні (табл. 10.1, [2])

Вид та призначення покриттів	Деформації ε_u
Гідроізоляційна цементна штукатурка для конструкцій, що зазнають гідростатичного тиску рідини	$0,8 \times 10^{-4}$
Кислототривка штукатурка на рідкому склі або одношарове покриття з плиток кам'яного лиття (діабаз, базальт) на кислототривкій замазці	$0,5 \times 10^{-4}$
Дво- і тришарові покриття з прямокутних плиток кам'яного лиття на кислототривкій замазці: а) уздовж довгої сторони плиток; б) те саме уздовж короткої сторони плиток	1×10^{-4} $0,8 \times 10^{-4}$
Примітка. При поздовжньому армуванні конструкцій, а також при оштукатурюванні неармованих конструкцій по сітці граничні значення відносних деформацій ε_u допускається збільшувати на 25 %.	

У наведених вище формулах (3.2) – (3.5):

N_{Ed} , M_{Ed} , – відповідно поздовжня сила і момент від навантажень з характеристичними значеннями, які діють після нанесення на поверхню кладки штукатурних або плиткових покриттів;

E – модуль деформації кладки;

A – площа перерізу кладки;

ε_u – граничні відносні деформації, приймають відповідно до (п. 10.1, [2]);

$(h - y)$ – відстань від центра ваги перерізу кладки до найбільш віддаленої розтягнутої грані покриття;

I – момент інерції перерізу.

Розрахунок на утворення тріщин з урахуванням особливих навантажень або впливів виконувати не потрібно.

3.2 Розрахунок армованих кам'яних елементів за граничними станами другої групи (за придатністю до нормальної експлуатації)

Розрахунок армокам'яних (як і кам'яних конструкцій) за граничними станами другої групи здійснюють:

– за деформаціями на дію навантажень із нормативними (характеристичними) значеннями;

– із розкриття тріщин від дії навантажень з розрахунковими або нормативними значеннями.

Якщо деформації розтягу кладки зумовлені переміщеннями каркаса або вітрових поясів, які підтримують ненесучі або навісні стіни, то граничні значення деформацій розтягу кладки приймають рівними $\varepsilon_u = 0,15 \times 10^{-3}$ в будинках із запланованим строком служби конструкцій не менше ста років і $\varepsilon_u = 0,2 \times 10^{-3}$ в будівлях із запланованим строком служби конструкцій не менше п'ятдесяти років.

Для армокам'яних конструкцій із коефіцієнтом поздовжнього армування $\mu \geq 0,03$ %, а також для неармованих кам'яних конструкцій, оштукатурених по сітці, наведені вище значення ε_u збільшуються на 25 %.

У розрахунках тріщиностійкості кам'яних та армокам'яних конструкцій, у яких розкриття швів може призвести до появи тріщин у штукатурці, але це не є небезпечним для їх міцності і втрати стійкості, в розрахункових формулах усі значення напружень розтягування f_{xk1} , f_{xk2} і f_{vd} розглядають при дії поздовжніх сил і згинальних моментів від навантажень із характеристичними значеннями. При цьому значення коефіцієнтів умов роботи приймають відповідно до наведених у таблиці 3.1.

Розрахунок на розкриття тріщин (швів кладки) армокам'яних конструкцій з поздовжнім армуванням від дії розтягу, згинання та позацентрового стиску виконують на основі таких передумов:

– по всьому перерізові кладки і в арматурі (без урахування розкриття швів) розподіл напружень приймають за лінійним законом;

– розрахункові значення опору арматури f_{yd} , МПа приймають відповідно до наведених у таблиці 3.3 (табл. 10.2, [2]).

У розрахунках на розкриття тріщин (швів кладки) армокам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням від дії розтягу, згинання та позацентрового стиску переріз кладки приводять до одного матеріалу (сталі) за коефіцієнтом приведення:

$$n_{red} = \frac{E_0}{E_s}. \quad (3.6)$$

Площу приведенного перерізу, відстань від центру ваги приведенного перерізу до стиснутої грані, а також момент інерції приведенного перерізу визначають, відповідно, за такими формулами:

$$A_{red} = A \cdot n_{red} + A_s + A_{s1}, \quad (3.7)$$

$$y_{red} = \frac{n_{red} \cdot A \cdot y + A_s \cdot d + A_{s1} \cdot a_1}{A_{red}}; \quad (3.8)$$

$$I_{red} = n_{red} \cdot I + n_{red} \cdot A \cdot (y_{red} - y)^2 + A_s \cdot (d - y_{red})^2 + A_{s1} \cdot (y_{red} - a_1)^2. \quad (3.9)$$

Таблиця 3.3 – Розрахункові значення f_{yd} опору арматури армокам'яних та кам'яних конструкцій (по перев'язаному перерізу)

Конструкції	Умови роботи	Розрахункові опори арматури f_{yd} , МПа, при терміні служби конструкцій, років		
		100	50	25
Поздовжньо армовані згинальні і розтягнуті елементи в агресивному для арматури середовищі	Розтяг кладки в горизонтальному напрямі	420	600	600
	Розтяг кладки у вертикальному напрямі	250	350	350
Поздовжньо армовані ємності при наявності вимог непроникності покриттів кам'яних конструкцій	Гідроізоляційна штукатурка	170	250	350
	Кислототривка штукатурка на рідкому склі та одношарове покриття з плиток кам'яного лиття на кислототривкій замазці	120	150	150
	Дво- і тришарове покриття з прямокутних плиток кам'яного лиття на кислототривкій замазці: – розтяг уздовж довгої сторони плиток; – розтяг уздовж короткої сторони плиток	300 170	350 250	350 250

У формулах (3.7) – (3.9)

n_{red} – відношення модулів пружності кладки і арматурної сталі;

A , y , I – відповідно, площа перерізу, відстань від центру ваги перерізу до стиснутої грані та момент інерції перерізу кладки;

A_{red} , y_{red} , I_{red} – відповідно, площа приведенного перерізу, відстань від центра ваги приведенного перерізу до стиснутої грані та момент інерції приведенного перерізу кладки;

A_s – площа поперечного перерізу розтягнутої арматури;

$d = h - a$ – робоча висота перерізу кладки;

a – відстань від центру ваги розтягнутої арматури до розтягнутої грані перерізу кладки;

a_l – відстань від центру ваги стиснутої арматури до стиснутої грані перерізу кладки.

Розрахунок на утворення тріщин в армокам'яних конструкціях із поздовжнім армуванням здійснюють за такими формулами:

– при осьовому розтягу:

$$N_{Ed} \leq \gamma_r \cdot f_{yd} \cdot A_{red}; \quad (3.10)$$

– при згинанні:

$$M_{Ed} \leq \frac{\gamma_r \cdot f_{yd} \cdot A_{red}}{d - y_{red}}; \quad (3.11)$$

– при позацентровому стискові:

$$N_{Ed} \leq \frac{\gamma_r \cdot f_{yd} \cdot A_{red}}{\frac{A_{red} \cdot (d - y_{red}) \cdot e_0}{I_{red}} - 1}; \quad (3.12)$$

– при позацентровому розтягові:

$$N_{Ed} \leq \frac{\gamma_r \cdot f_{yd} \cdot A_{red}}{\frac{A_{red} \cdot (d - y_{red}) \cdot e_0}{I_{red}} + 1}; \quad (3.13)$$

де N_{Ed} , M_{Ed} – відповідно, поздовжня сила і момент від дії навантажень із нормативними (характеристичними) значеннями (при розрахунку конструкцій на утворення тріщин у штукатурних і плиткових покриттях зусилля визначають за нормативними значеннями навантажень, які діятимуть після нанесення покриття);

γ_r – коефіцієнт умов роботи кладки в розрахунках на розкриття у ній тріщин (табл. 3.1);

f_{yd} – розрахункове значення опору арматури в розрахунках конструкцій з армованої кладки на розкриття тріщин (табл. 3.3);

$e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$ – ексцентриситет прикладання поздовжньої сили N_{Ed} .

4 КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

4.1 Загальні поняття про конструктивні системи будівель із каменю

Вертикальні і горизонтальні несучі конструкції в будівлі (стіни, простінки, стовпи, рами каркаса, перекриття, покриття тощо) об'єднуються за певними конструктивними рішеннями. У результаті утворюється просторова конструктивна система, призначенням якої є забезпечення міцності, просторової жорсткості та стійкості будівлі.

У конструктивній системі будівлі зусилля між окремими елементами розподіляються не однаково. Цей розподіл залежить від жорсткості перекриттів (матеріалу, конструкції і довжини ділянок перекриття між поперечними вертикальними конструкціями), товщини та висоти стін і наявності в них отворів, матеріалів кладки, а також від конструктивних рішень з'єднань кам'яних елементів будівлі.

З'єднання окремих кам'яних елементів будівлі на характер їх сприймання вертикальним навантаженням істотно не впливає. Але вони відіграють вирішальну роль у перерозподілі горизонтальних навантажень. Наприклад, навантаження від дії вітру від зовнішніх стін завдяки наявності з'єднань передається на перекриття, на внутрішні поперечні стіни, на стовпи і через них на фундаменти та основи будівель. Унаслідок спільної роботи конструктивних елементів забезпечується просторова жорсткість будівлі, тобто здатність сприймати горизонтальні навантаження без порушення вимог до її нормальної експлуатації.

Зусилля між конструктивними елементами від дії зовнішнього навантаження розподіляються залежно від:

- жорсткості перекриття, що залежить від виду матеріалу, конструкції і довжини ділянок перекриття між поперечними стінами;
- товщини t і довжини l (висоти $H_{s,t}$) стін та прорізів у них;
- виду з'єднань конструктивних елементів;
- виду і групи кладки.

Конструктивні системи кам'яних будівель, конструкції яких виконані із кладки, з метою їх систематизації в проектуванні, поділяють на будівлі із жорсткою конструктивною системою та з пружною конструктивною системою.

Вибір тієї чи іншої конструктивної системи для спорудження будівлі зумовлюється такими факторами, як функціональне призначення будівлі, наявність будівельних матеріалів та елементів, кількість поверхів, умови зведення будівлі (сейсмічність, інженерно-геологічні умови, вимоги екологів тощо), вимоги економічних розрахунків.

4.2 Правила попереднього призначення товщини стін

Товщина стін t у будівлях до п'яти поверхів, а також стін верхніх поверхів багатоповерхових опалювальних будинків призначається за результатами виконання теплотехнічних розрахунків. Обчислене з таких міркувань значення величини t , як правило, забезпечує і несучу здатність стін.

Для неопалювальних будинків, а також нижніх поверхів опалювальних багатоповерхових будинків товщина стін t призначається за розрахунками обчислення їх несучої здатності. Оскільки несуча здатність стін залежить від їх гнучкості, то потрібно дотримуватись умови, що для стін без прорізів при сприйманні навантаження від перекриттів і покриттів зі значенням вільної довжини, наприклад $l = 2 \cdot H_{s,t}$, відношення $\beta = H_{s,t} / t$ не повинно перевищувати значень, наведених у таблиці 4.1 (де $H_{s,t}$ – висота поверху).

Таблиця 4.1 – Граничні значення $\beta = H_{s,t} / t$

Марка розчину	Відношення $\beta = H_{s,t} / t$ при групі кладки			
	1	2	3	4
50 і більше	25	22	–	–
25	22	20	17	–
10	20	17	15	14
4	–	15	14	13

Для стін з іншими значеннями вільної довжини величина $\beta = H_{s,t} / t$ застосовується з поправочним коефіцієнтом. Значення коефіцієнта можна прийняти, наприклад, за посібником ([6], табл. Д4.4, Д4.5).

4.3 Будівлі із жорсткою конструктивною системою

До будівель із жорсткою конструктивною системою відносять будівлі, які мають жорсткі (нерухомі) опори, наприклад, перекриття, оперті на поперечні стіни або інші аналогічні за конструкцією елементи.

До жорстких опор відносять:

а) поперечні кам'яні і бетонні стіни не менше ніж 120 мм завтовшки, а залізобетонні – не менше 60 мм, поперечні рами з жорсткими вузлами, контрфорси, ділянки поперечних стін та інші конструкції, які здатні сприймати горизонтальні навантаження;

б) покриття і міжповерхові перекриття за умови, що відстані між поперечними жорсткими конструкціями відповідають наведеним у таблиці 4.2;

в) вітрові пояси, ферми, вітрові зв'язки і залізобетонні обв'язки, розраховані за міцністю і деформаціями на сприйняття горизонтального навантаження, яке передається від зовнішніх стін.

Жорстку конструктивну систему, як правило, мають багатоповерхові громадські та житлові будівлі.

Таблиця 4.2 – Граничні відстані між жорсткими конструкціями

Типи покриттів та перекриттів	Відстань між поперечними жорсткими конструкціями, м, при групі кладки			
	1	2	3	4
А) Залізобетонні збірні замонолічені і монолітні	54	42	30	-
Б) Зі збірних залізобетонних настилів і із залізобетонних або сталевих балок з настилом із плит або каменів	42	36	24	-
В) Дерев'яні	30	24	18	12

1. Зазначені граничні відстані зменшують у таких випадках:
 – при швидкісних напорах вітру 0,70, 0,85 і 1,00 кПа, відповідно, на 15, 20 і 25 %;
 – при висоті будівлі 22–32 м на 10 %; 33–48 м на 20 % і більше 48 м на 25 %;
 – для вузьких будівель при ширині b менше подвійної висоти поверху H – пропорційне відношенню $b/2H$.

2. У збірно-монолітних перекриттях типу А стики між плитами підсилюють для передачі через них зусиль розтягу (шляхом зварювання випусків арматури, вкладання в шви додаткової арматури із заповненням швів розчином марки не нижче ніж 100 для плит з важкого бетону і марки не нижче ніж 50 для плит із легкого бетону).

3. У перекриттях типу Б шви між плитами або каменями, а також між елементами заповнення та балками ретельно заповнюють розчином марки не нижче ніж 50.

4. У перекриттях типу В застосовують подвійний дерев'яний настил або настил, накат і підшивку.

4.3.1 Розрахунок стін будівель із жорсткою конструктивною системою

Зовнішні кам'яні стіни будівель із жорсткою конструктивною системою у розрахунку на дію горизонтальних навантажень розглядаються як балки, опорами яких у вертикальному напрямі слугують перекриття, а в горизонтальному стіни, розташовані впоперек до зовнішніх стін. Стіни і стовпи,

які на рівні міжповерхових перекриттів мають жорсткі опори (відповідно до вимог табл. 4.2) також розраховують як вертикальні нерозрізні балки із позacentровим стиском (рис. 4.1, а). Стіни і стовпи, які з перекриттям не з'єднані, розраховують як розташовані вільно.

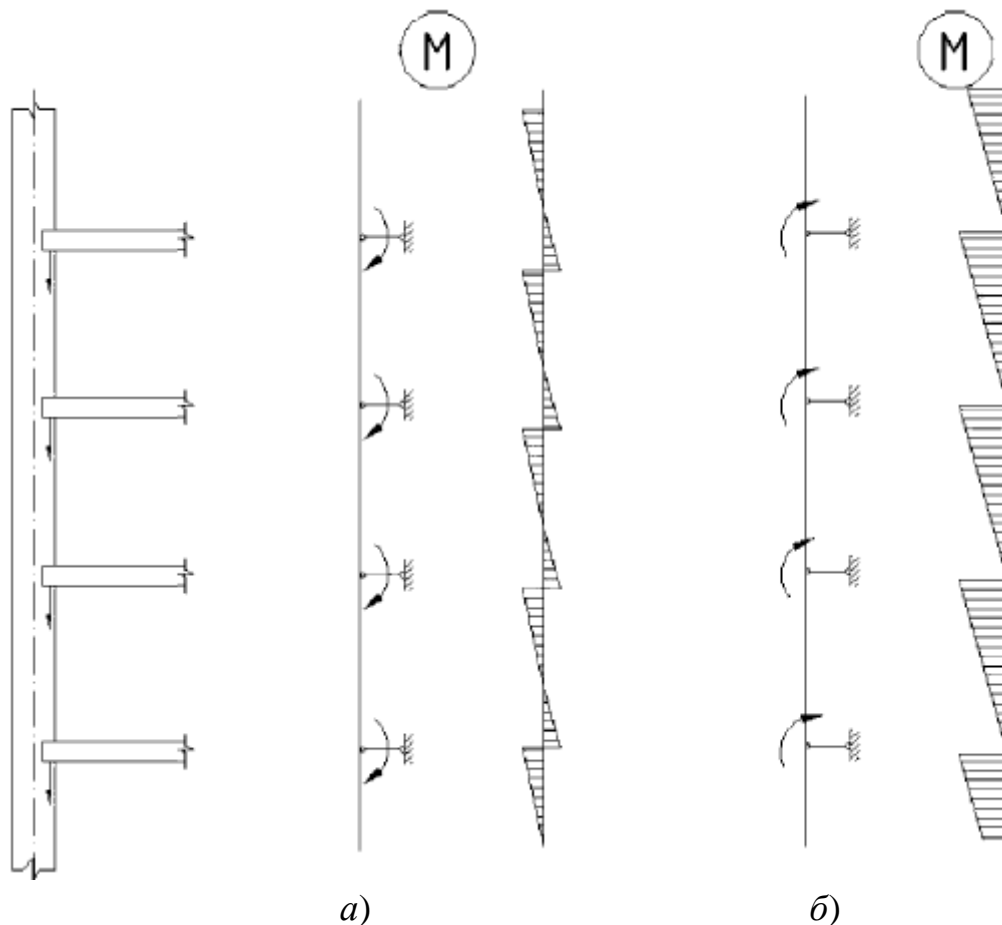


Рисунок 4.1 – Розрахункові схеми стіни і епюри згинальних моментів:
 а – стіни при розрахунку їх як нерозрізних балок; б – стіни при розрахунку їх як однопрольотних балок у межах кожного поверху

З метою спрощення розрахунків у розрахункових схемах допускається стіни та стовпи розглядати у вертикальному напрямі, як однопрольотні, шарнірно оперті на міжповерхові перекриття балки з довжиною прольоту, що дорівнює висоті поверху (рис. 4.1, б). При цьому навантаження від верхніх поверхів прикладають у центрі ваги перерізу стіни або стовпа поверху над розглядуваним (рис. 4.2, а, б). Навантаження, які діють у межах поверху, прикладають із фактичними ексцентриситетами відносно центру ваги розрахункового перерізу стіни або стовпа. Також урахують змінювання перерізу стіни або стовпа в межах поверху їх ослабленням горизонтальними чи похилими штрабами (5.11.1, [1]). У разі відсутності спеціальних опор, які фіксують місце прикладання опорного тиску від горизонтальних елементів (прогонів, балок тощо), допускають приймати відстань від точки прикладання

опорної реакції тиску на стіну прогонів, балок або настилу до внутрішньої грані стіни або опорної подушки рівною третині довжини ділянки обпирання конструкції на стіну, але не більше ніж 70 мм (рис. 4.2, а, б). В усіх випадках вважається, що опорний тиск на стіну від прогонів, балок або настилу має вигляд трикутної епюри, у центрі ваги якої прикладена рівнодійна опорного тиску.

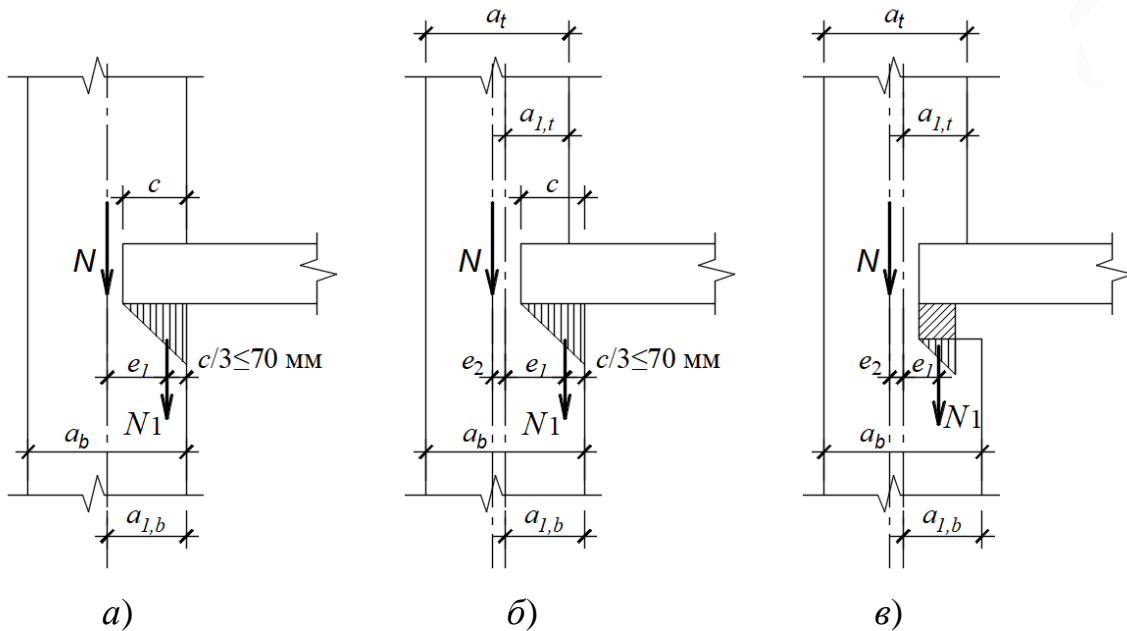


Рисунок 4.2 – Розрахункові схеми прикладання навантажень до стін на рівні перекриття поверху: а – при однаковій товщині стіни; б – при різній товщині стіни; в – при застосуванні центральної подушки

Підрахунок значень навантажень, які діють у розрахунковому перерізі стіни, здійснюють зверху вниз: починають із покрівлі, потім розглядають перекриття горища, карнизи, стіни верхнього поверху тощо. Поздовжня сила N_x (рис. 4.3) у будь-якому перерізі стіни складається із поздовжньої сили N від маси всіх розташованих вище поверхів, поздовжньої сили N_1 від маси стіни, безпосередньо розташованої над цим перерізом у межах поверху; поздовжньої сили N_2 від маси розташованого над цим перерізом перекриття. Поздовжня сила N_2 від маси розташованого над цим перерізом перекриття включає навантаження від маси перекриття, корисного навантаження, навантаження від перегородок.

Згинальні моменти в стіні від дії тиску вітру визначають у межах кожного поверху як для балки шириною 1 м із защемленими кінцями, а для верхнього поверху верхню опору приймають шарнірною. Для балок із защемленими кінцями значення моменту, який діє на опорах, підраховують за формулою

$$M = \pm \frac{q \cdot H_{s,t}^2}{12}; \quad (4.1)$$

де q – рівномірно розподілене навантаження від тиску вітру, яке збирається зі смуги стіни висотою 1 м в межах поверху;

$H_{s,t}$ – висота поверху.

Значення ексцентриситетів прикладання поздовжніх сил, які виникають внаслідок сумісної дії останніх із моментами від вітрового тиску, можна обчислити за формулою

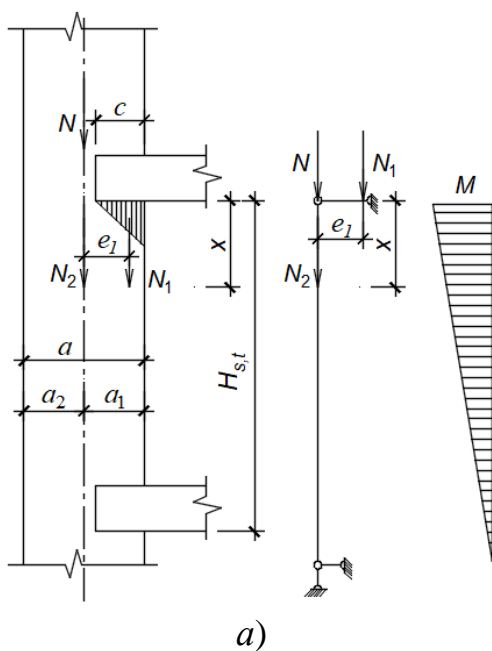
$$e = \frac{M}{N}; \quad (4.2)$$

де M – значення моменту від дії тиску вітру за (4.1);

N – значення поздовжньої сили від вертикальних навантажень.

Міцність стін розраховують у межах кожного поверху в найбільш небезпечних перерізах: у перерізі простінків під перемичками і на рівні низу віконного прорізу.

При зміні товщини стіни в межах поверху необхідно враховувати момент, який виникає в результаті зміщення осей стін у цьому місті (рис. 4.5).



$$N_x = N + N_1 + N_2;$$

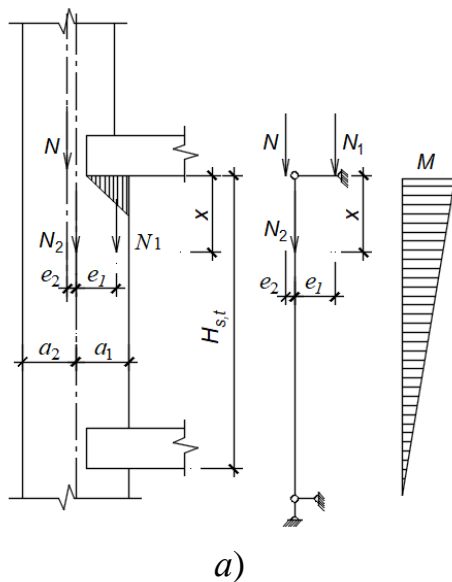
$$M_x = N_1 \cdot e_1 \cdot \left(1 - \frac{x}{H_{s,t}}\right);$$

$$\text{де } e_1 = a_1 - c/3;$$

N_2 – навантаження від маси стіни на ділянці x ;

c, a_1 – див. рисунок 4.2.

Рисунок 4.3 – Розрахункова схема навантажень і епюра згинальних моментів у стіні в межах поверху (а) та формули визначення навантажень у перерізі стіни на відстані x від перекриття (б)



$$N_x = N + N_1 + N_2;$$

$$M_x = (N_1 \cdot e_1 - N_2 \cdot e_2) \cdot \left(1 - \frac{x}{H_{s,t}}\right);$$

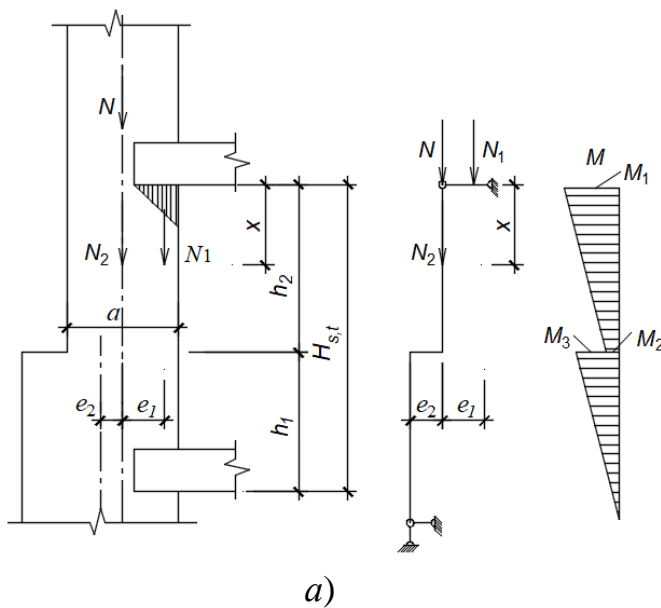
$$e_1 = a_1 - c/3;$$

де N_2 – навантаження від маси стіни на ділянці x ;

c, a_1 – див. рисунок 4.2.

б)

Рисунок 4.4 – Розрахункова схема навантажень і епюра згинальних моментів для стіни зі зміненою товщиною в рівні перекриття (а) та формула визначення значень навантажень у перерізі стіни (б)



$$N_x = N + N_1 + N_2;$$

$$M_1 = N_1 \cdot e_1;$$

$$M_2 = \frac{N_1}{H_{s,t}} \cdot (e_1 \cdot h_1 - e_2 \cdot h_2) - \frac{N \cdot e_2 \cdot h_2}{H_{s,t}};$$

$$M_3 = \frac{N_1}{H_{s,t}} \cdot (e_1 + e_2) + \frac{N \cdot e_2 \cdot h_2}{H_{s,t}};$$

$$e_1 = a_1 - c/3;$$

де N_2 – навантаження від маси стіни на ділянці x ;

c, a_1 – див. рис. 4.2.

б)

Рисунок 4.5 – Розрахункова схема навантажень і епюра згинальних моментів для стіни зі зміненою в межах поверху (а) та формули визначення навантажень у місці зменшення перерізу стіни (б)

Застосовані на рисунках 4.3 – 4.5 величини означають:

N – розрахункове значення навантаження на стіну, яке передається від стіни, розташованої вище відносно розглядуваного поверху. У величину N включається також поздовжнє зусилля від дії вітрового навантаження, якщо воно береться до уваги в розрахунку;

N_1 – розрахункове значення навантаження від перекриття над розглядуваним поверхом;

N_2 – розрахункове значення навантаження від маси стіни ділянки x ;

$M_{(i=1...3)}$ – розрахункові значення згинального моменту в перерізах 1, 2 та 3 стіни розглядуваного поверху;

N_x і M_x – відповідно, нормальна сила і згинальний момент у розрахунковому перерізі стіни на відстані x від низу перекриття розглядуваного поверху.

У стіні з прорізами кожен простінок розраховують на дію навантажень від ділянки стіни, розташованої над цим простінком між осями сусідніх прорізів.

У багатоповерхових будівлях із жорсткою конструктивною системою у поперечних стінах від дії горизонтального навантаження, яке діє в напрямі розташування цих стін, виникають поздовжні зусилля, для визначення яких потрібно розглядати просторову роботу будівлі в цілому. При цьому розрахункова схема будівлі представляється у вигляді складеної консолі, защемленої на рівні верху фундаменту (рис. 4.6, *а, б, в*). Поперечний переріз цієї консолі складається з окремих у плані ділянок зовнішніх і поперечних стін, та, в окремих випадках, стовпів (рис. 4.6, *в, г*).

При наявності прорізів у стінах зусилля стиску, яке виникає в простінках, визначають з урахуванням навантаження, прикладеного між осями сусідніх прорізів.

Перекриття в такій консолі слугують як жорсткі діафрагми, які сприймають навантаження від зовнішніх стін і передають їх на поперечні стіни та стовпи. Навантаження вважаються прикладеними вздовж осей поперечних стін, які разом із прилеглими ділянками зовнішніх стін утворюють у плані таври, двотаври, кутики, швелери тощо (рис. 4.6, *г*).

Розрахунок стін, розташованих паралельно дії навантаження від тиску вітру, виконують у такій послідовності:

- визначають розрахункові значення навантаження від вітру;
- виконують розподіл навантаження від вітру між поперечними або поздовжніми стінами, розташованими в напрямі дії тиску вітру;
- визначають зусилля(напруження), які виникають у стінах будівлі і їх елементах (перемичках, з'єднаннях) від тиску вітру.

Для виконання розрахунків поперечних стін за несучою здатністю необхідно знати, яку частину від загального тиску вітру сприймає кожна стіна окремо, або, інакше кажучи, як рівнодійна навантаження від вітру W розподіляється між окремими поперечними стінами залежно від їх розмірів і розташування на плані – симетрично чи несиметрично відносно осі будинку (рис. 4.7, *а, б*). При цьому необхідно враховувати, що перекриття в будівлі

становлять абсолютно жорсткі діафрагми, які забезпечують геометричну незмінність контуру будівлі в плані, сумісність роботи всіх стін, сприймають від зовнішніх стін навантаження від вітру і передають його на поперечні стіни та стовпи.

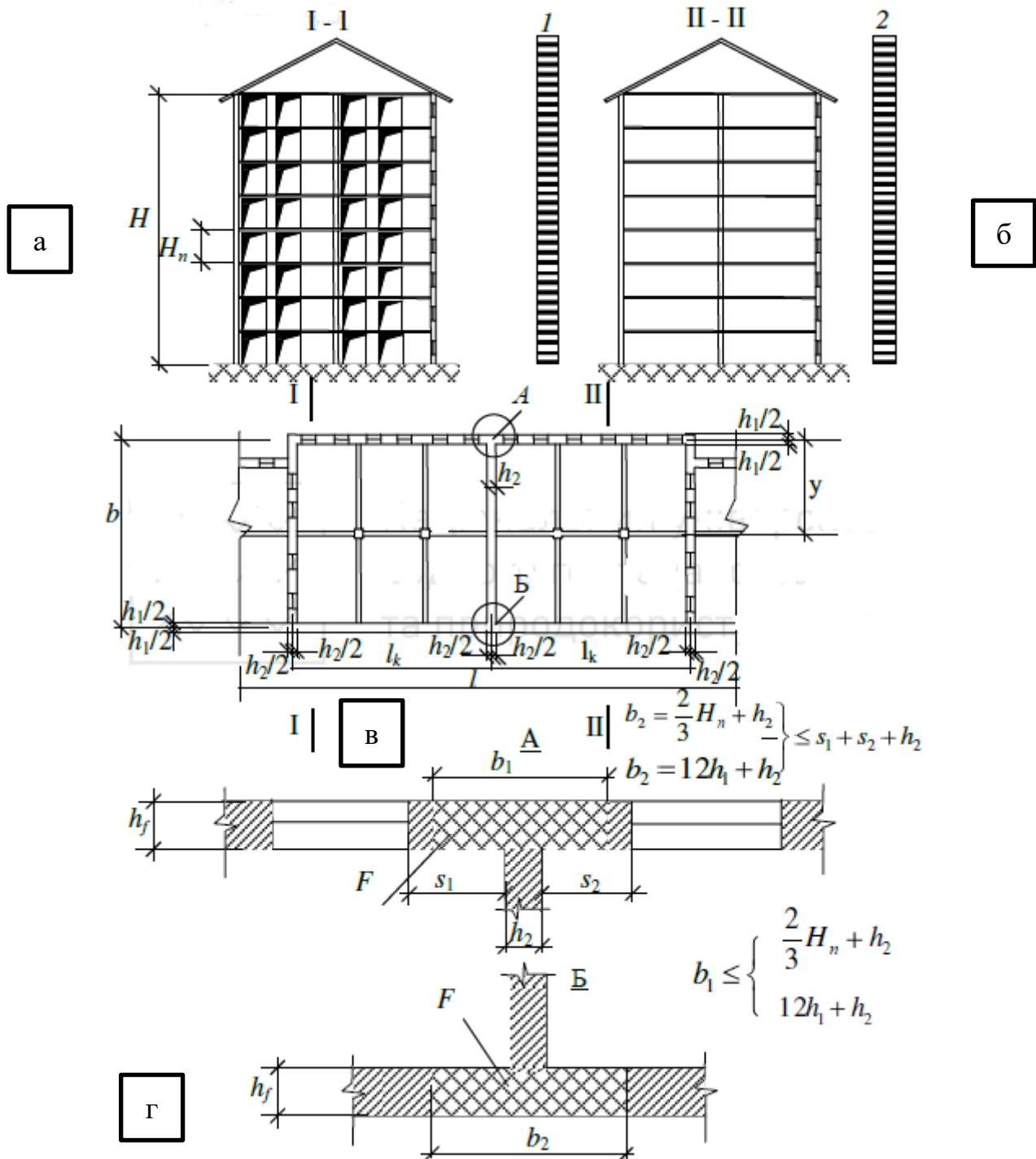


Рисунок 4.6 – Схеми до розрахунку будівель із жорсткою конструктивною системою (рис. 4.3, [7]: а, б – розрахункові схеми будівель у вигляді складених консолей (перерізи I-I, II-II); в – плани поперечних перерізів консолей; г – вигляд поперечних перерізів консолей в перерізі I-I; 1 – активний тиск вітру; 2 – пасивний тиск вітру

З метою спрощення розрахунків при проектуванні цегляних будівель поперечні стіни доцільно розташовувати симетрично відносно осі будинку (рис. 4.7, а). У таких випадках навантаження від вітру розподіляється між поперечними стінами пропорційно до їх жорсткості.

При несиметричному розташуванні поперечних стін (рис. 4.7, б) відносно осі будинку лінія дії рівнодійної внутрішніх зусиль ΣW_i у цих стінах розташовуватиметься на відстані r від лінії дії рівнодійної W зовнішнього навантаження від вітру. У результаті в будівлі виникне крутний момент, який спричинить додатковий згин поперечних стін у їх площинах. Поздовжні стіни також зазнаватимуть додаткового згинання у своїх площинах, але при невеликих значеннях величини r його вплив неістотний і ним можна знехтувати.

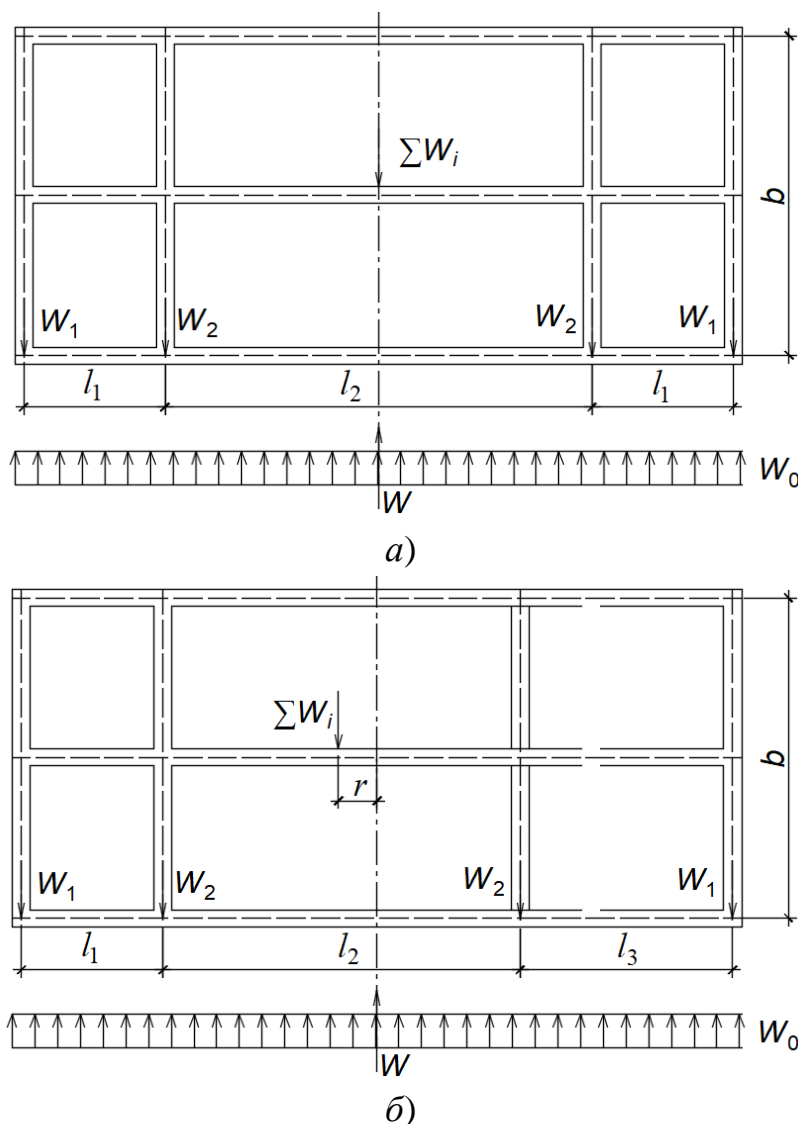


Рисунок 4.7 – Схеми розподілу навантаження від дії вітру в будівлях із жорсткою конструктивною системою: а – при симетричному розташуванні стін; б – при несиметричному розташуванні стін

У випадку рівномірного і симетричного розташування поперечних стін із приблизно однаковою жорсткістю навантаження від вітру на 1 м висоти j -тої стіни на рівні i по висоті будинку

$$W_j = W_i \cdot l, \quad (4.3)$$

де l – відстань між поперечними стінами;

W_i – характеристичне значення інтенсивності тиску вітру, МПа (кгс/м²), на розглядуваному i -тому рівні, складається із активного W_{ai} та пасивного W_{ni} значень тиску вітру, тобто

$$W_i = W_{ai} + W_{ni}. \quad (4.4)$$

У загальному випадку, коли поперечні стіни розташовані на різній відстані одна від одної і мають різну жорсткість, розподілене навантаження на j -ту стіну будівлі визначається за формулою

$$W_j = W_i \left(\frac{v_1 \cdot L}{\delta_j \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}} + v_2 \cdot \frac{L_{j-1} + L_j}{2} \right), \quad (4.5)$$

де W_j – навантаження на 1 висоти j -тої стіни на розглядуваному рівні i по висоті будівлі;

W_i – характеристичне значення інтенсивності вітрового навантаження, МПа (кгс/см²), на тому ж рівні i ;

v_1 і v_2 – коефіцієнти, які приймають залежно від виду перекриття: для монолітного залізобетонного перекриття $v_1 = 0,9$ і $v_2 = 0,1$; для збірно-монолітних перекриттів $v_1 = 0,65$ і $v_2 = 0,35$; для дерев'яних перекриттів $v_1 = 0,1$ і $v_2 = 0,9$;

L_{j-1} і L_j – відстані між розглядуваною j -тою стіною та сусідніми стінами (справа і зліва);

δ_i та δ_j – горизонтальні переміщення стін на рівні $2/3 H$ висоти стіни відносно планувальної позначки землі, спричинені рівномірно розподіленими по висоті цих стін навантаженнями $W = 1$;

L – довжина будівлі в напрямі, перпендикулярному до тиску вітру;

N – кількість стін, паралельних напрямку дії вітру.

Переміщення δ включає дві складові: δ_M – переміщення від дії згинального моменту (деформації згину) та δ_Q – переміщення від дії поперечної сили (деформації зсуву). Деформації зсуву урахуються в разі, якщо значення відношення висоти H стіни до висоти h її перерізу становить не більше ніж 10.

Переміщення перерізу стіни (як консолі) на рівні $2/3 H$ її висоти відносно планувальної позначки землі, спричинене рівномірно розподіленим по висоті навантаженням $W = 1$, від дії згинального моменту

$$\delta_M = 0,07 \cdot \frac{W \cdot H^4}{EI}, \quad (4.6)$$

а від дії поперечної сили

$$\delta_Q = \frac{4}{9} \cdot \frac{K \cdot W \cdot H^2}{G \cdot A}, \quad (4.7)$$

де E – модуль деформації кладки;

G – модуль зсуву кладки ($G = 0,4 \cdot E$);

A – площа перерізу кладки стіни;

I – момент інерції перерізу кладки стіни відносно осі, яка проходить через його центр ваги;

K – коефіцієнт, за яким ураховується вплив нерівномірності розподілу дотичних напружень на деформації згинального елемента (для перерізів, що складаються з декількох прямокутників у плані), в загальному випадку визначають за формулою

$$K = \frac{A}{I^2} \cdot \int_{y_1}^{y_2} \frac{S(y)dy}{b(y)}, \quad (4.8)$$

де A та I – відповідно, площа перерізу і момент інерції перерізу стіни відносно осі, що проходить через його центр ваги;

y_1 та y_2 – відповідно, ординати верхньої межі та нижньої межі перерізу;

$b(y)$ – ширина перерізу на відстані y від центра його ваги;

$S(y)$ – статичний момент частини площі перерізу в межах від ординати y до верхнього чи нижнього краю перерізу відносно осі перерізу.

Для прямокутного перерізу значення коефіцієнта K приймають рівним 1,2.

У розрахунках поперечних стін стіни одного напрямку зі значно більшою жорсткістю (рис. 4.8, позиція 1) порівняно з іншими стінами значно меншої жорсткості (рис. 4.8, позиція 2) можуть розглядатися як діафрагми жорсткості будівлі. При значній різниці жорсткостей між порівнюваними стінами 1 та 2 (рис. 4.8) можна вважати, що поперечні стіни одного напрямку значно більшої жорсткості здатні сприймати все навантаження від вітру. При цьому ділянки стін малої жорсткості (рис. 4.8, позиція 2) допускається не враховувати.

Навантаження від тиску вітру, які сприймаються діафрагмами, визначають за формулою (4.5) при значеннях коефіцієнтів v_1 і v_2 , наведених

вище. У розрахунку суму характеристик жорсткості $\sum(I/\delta_i)$ визначають для всіх діафрагм.

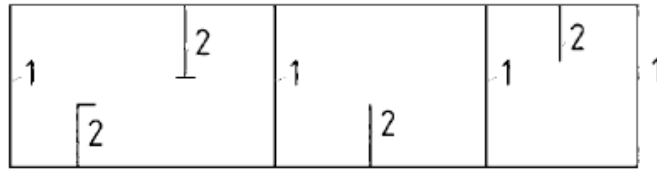


Рисунок 4.8 – Схема розташування поперечних стін будівлі із різною жорсткістю: 1 – стіни значної жорсткості (діафрагми);
2 – стіни малої жорсткості

Якщо стіна має регулярно розташовані один над одним двері, віконні чи інші прорізи, то таку стіну розглядають як систему вертикальних консолей (вертикальних смуг між прорізами), з'єднаних одна з одною перемичками. У розрахунку ці перемички, як правило, приймають у вигляді абсолютно жорстких ригелів (розпірок), шарнірно зв'язані зі стінами (консолями). При цьому перемички розраховують тільки на дію вертикальних навантажень, розташованих над ними. Навантаження від тиску вітру, яке сприймає кожна j -та консоль (вертикальна смуга), дозволяється визначати за формулою

$$W_j = W_{j1} \cdot \frac{1}{\delta_j \cdot \sum_{i=1}^m \frac{1}{\delta_i}}, \quad (4.9)$$

де W_j – горизонтальне розподілене навантаження, яке сприймається розрахованою стіною j ;

W_{j1} – горизонтальне розподілене навантаження, яке сприймається ділянкою j_1 стіни j ;

δ_j – прогин j -тої ділянки стіни в рівні $2/3 H$ її висоти від дії розподіленого навантаження зі значенням рівним 1;

δ_i – те саме для ділянки стіни i ;

m – кількість вертикальних ділянок, на які стіна розділена прорізами; у поперечних стінах кількість цих ділянок зазвичай дорівнює двом або трьом, а в поздовжніх – більше ніж три.

Поперечні стіни, які зазнають в їх площині горизонтальне навантаження (від тиску вітру), розраховують на дію головних напружень розтягу. Якщо міцність поперечних стін із прорізами забезпечується тільки з урахуванням жорсткості перемичок, то перемички розраховують на існуючі в них поперечні сили.

У розрахунках стін на дію горизонтальних навантажень, які діють у площині стіни, розрахункову ширину полиць складених перерізів необхідно приймати відповідно до вимог, встановлених нормами [1, 2].

Характеристичні та розрахункові значення навантажень від тиску вітру приймають відповідно до вимог норм [3].

4.4 Будівлі із пружною конструктивною системою

Будівлі, які мають пружні опори, належать до будівель із пружною конструктивною системою.

До пружних опор належать:

а) покриття і міжповерхові перекриття, якщо відстані між поперечними жорсткими конструкціями перевищують наведені в таблиці 4.2, а також і за відсутності вітрових в'язів, зазначених у 4.2, в;

б) покриття з легких конструкцій (наприклад, з азбестоцементних плит), що спираються на металеві або залізобетонні ферми, прогони, балки незалежно від відстані між поперечними конструкціями.

Пружну конструктивну систему мають, як правило, виробничі, складські та сільськогосподарські будівлі, а також частина громадських будівель.

Зазвичай будівлі з пружною конструктивною системою можна розглядати як будівлі з рамною конструктивною системою (рис. 4.9).

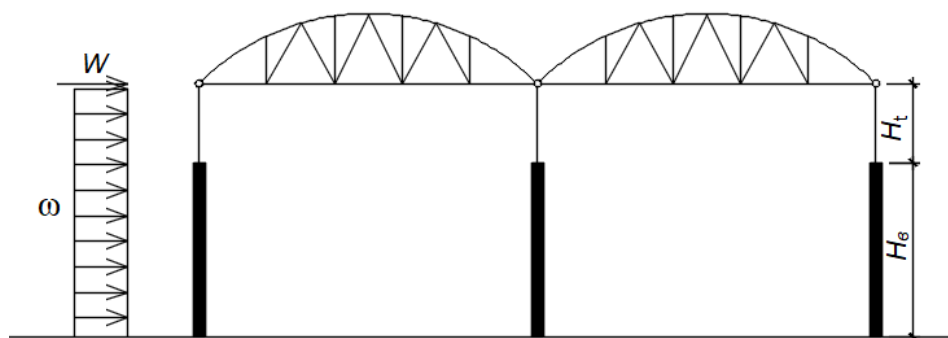


Рисунок 4.9 – Схема поперечної рами в розрахунках стін будівлі з пружною конструктивною системою

У таких системах за стояки слугують кам'яні стіни та стовпи, зацемлені на рівні підлоги, а ригелями – покриття та перекриття. Ці ригелі є абсолютно жорсткі і з'єднані вони зі стояками шарнірно (рис. 4.9).

Стояки можуть мати прямокутний або тавровий (за наявності пілястр) за формою поперечний переріз. Його ширина приймається залежно від характеру прикладання навантаження, обрис перерізу та виду розрахунку (статичний чи конструктивний).

Якщо навантаження від перекриття або покриття передається на стіну у вигляді рівномірно розподіленого (наприклад, від залізобетонного перекриття у вигляді суцільної плити), то в таких випадках ширина поперечного перерізу стояка (для прямокутного перерізу це величина b) у статичних і конструктивних розрахунках може прийматись так: для простінка вся його ширина, а для глухої стіни відстань між осями прилеглих до пілястри прольотів.

Якщо навантаження від перекриття передається на стіну у вигляді зосередженого (від залізобетонних ферм, прогонів, балок тощо) на окремих ділянках, то в таких випадках у статичних і конструктивних розрахунках ширина полиці стояка таврового поперечного перерізу приймається такою: $b_{eff} = b + 2/3 H_1$, але не більше ніж $b + 12t$ і не більше ніж ширина стіни між прорізами (тут H_1 – висота стіни, t – товщина стіни, b – ширина пілястри). Якщо товщина стіни становить менше ніж 0,1 висоти перерізу пілястри, то переріз стояка розглядається як прямокутний – без урахування прилеглих до пілястри ділянок цієї стіни. Ширина поперечного перерізу такого стояка $b = b_1 + 2/3 H_1$, але не більше ніж ширина простінка (тут H_1 – висота стіни, b_1 – ширина ділянки подушки під опорним вузлом ферми). У конструктивних розрахунках на дію зосередженого навантаження ширина поперечного перерізу стояка може прийматися перемінною уздовж висоти стіни:

– для таврового перерізу ширина полиці зверху b_{eff} приймається рівною ширині b пілястри, а знизу її ширина становить $b_{eff} = b + H_1$;

– для прямокутного перерізу ширина b приймається аналогічно – із заміною ширини пілястри зверху на ширину опорної подушки, а ширина прямокутного перерізу стояка знизу $b = b_1 + H_1$.

4.4.1 Розрахунок поперечних рам будівель із пружною конструктивною системою

Для будівель із пружною конструктивною системою виконують розрахунок рам, у яких за стояки слугують стіни і стовпи, защемлені в ґрунт на рівні підлоги, а за ригелі – перекриття і покриття (рис. 4.10). Жорсткість кам'яних стін і стовпів обчислюють при значенні модуля пружності $E = 0,8E_0$.

Значення згинальних моментів і поздовжніх сил у розрахункових перерізах стояків рами визначають за загальними правилами будівельної механіки. За отриманими значеннями зусиль від дії зовнішніх навантажень перевіряють несучу здатність стін і стовпів на дію позацентрового стискання.

Розрахунок стін і стовпів виконують для двох стадій зведення будівлі: першої – при відсутності покриттів (незакінчене будівництво – стадія монтажу)

та другої – після влаштування покриттів (закінчене будівництво – стадія експлуатації). У першій стадії стіни і стовпи приймають вільно розташованими консолями, защемленими у ґрунті (рис. 4.11, а), у другій – стояками рами (рис. 4.11, б, в).

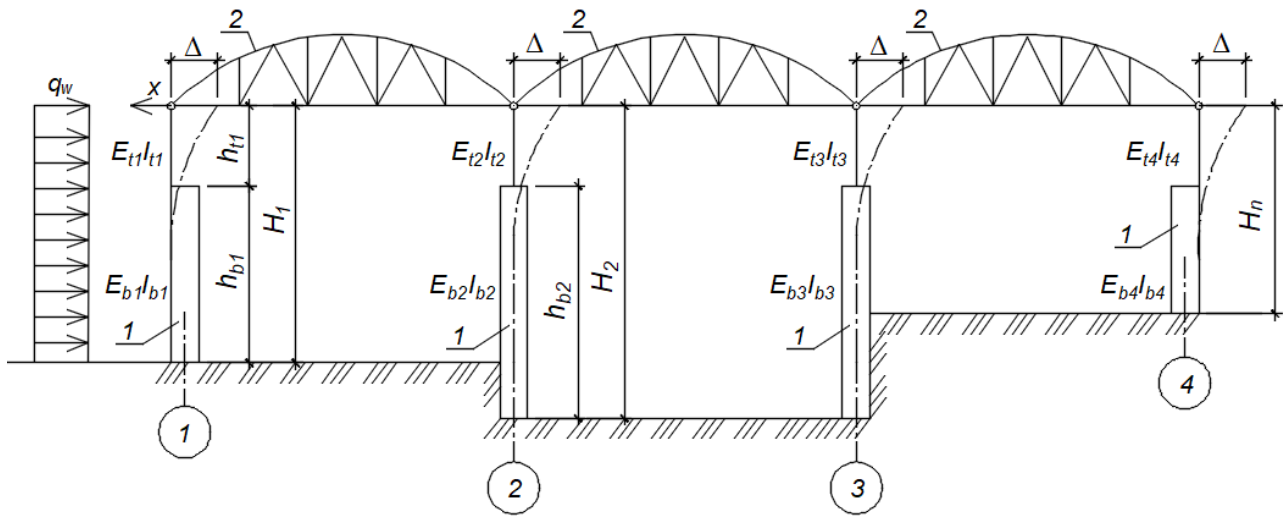


Рисунок 4.10 – Схема поперечної рами в розрахунках стін будівлі з пружною конструктивною системою: 1 – защемлені на рівні підлоги будівлі стояки (стіни і стовпи); 2 – ригелі (перекрыття і покриття) – жорсткі розпірки, шарнірно з’єднані зі стояками; h_{ti} – висота надкранової частини стіни; h_{bi} – висота підкранової частини стіни; H_i – висота всієї стіни; E – модуль пружності кладки; I – момент інерції перерізу стояка; q_w – тиск вітру; Δ – переміщення пружної опори під навантаженням

Якщо несуча здатність стін і стовпів у першій стадії не забезпечена, то розміри їх поперечного перерізу не збільшують, а тільки передбачають тимчасові спеціальні кріплення.

У першій стадії зведення будівлі стіни і стовпи розраховують із метою визначення необхідності влаштування тимчасових кріплень, а також щоб впевнитись, що не потрібно збільшувати розміри їх поперечних перерізів, які були прийняті в розрахунках для стадії експлуатації будівлі (для другої стадії). При цьому значення згинальних моментів та поздовжніх сил для стін і стовпів розраховують як для вільно розташованих защемлених у ґрунті консолей на дію навантажень від їх маси, маси деяких видів монтажного обладнання та тиску вітру (рис. 4.11, а). У розрахунках потрібно враховувати вплив на значення згинальних моментів взаємного зміщення нижньої і верхньої осей стояків (рис. 4.11, а).

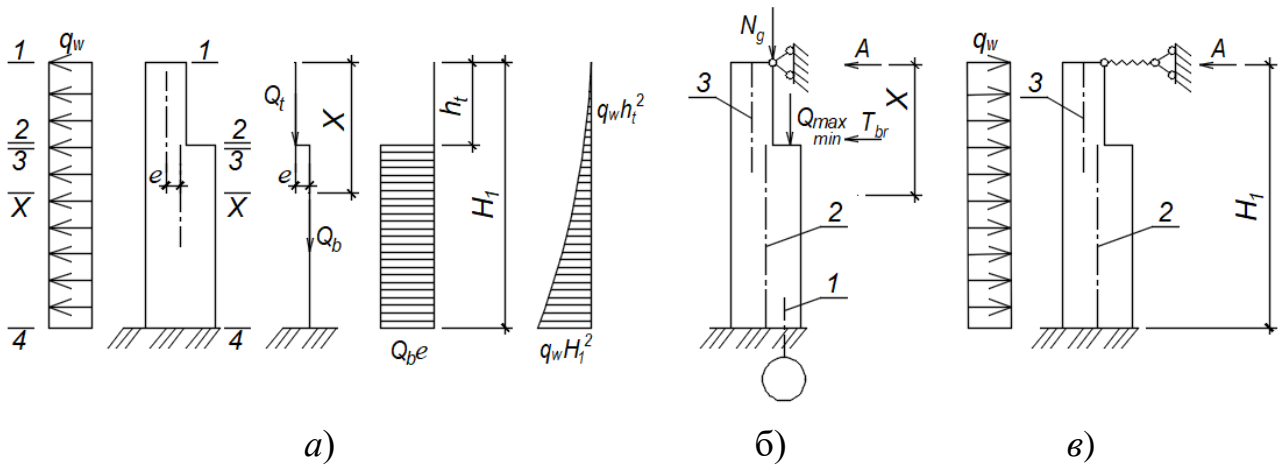


Рисунок 4.11 – Розрахункові схеми стін і стовпів будівлі з пружною конструктивною системою: а – для стадії незакінченого будівництва; б – для стадії закінченого будівництва з верхньою нерухомою опорою; в – для стадії закінченого будівництва з верхньою податливою опорою; 1 – координаційна вісь будівлі; 2 – вісь підкранової частини ділянки стіни чи стовпа; 3 – вісь надкранової частини ділянки стіни чи стовпа; e – відстань між осями верхньої й нижньої частин стійки; N_g – навантаження від маси конструкцій покриття; T_{br} – навантаження від горизонтального тиску крана; $D_{max/min}$ – навантаження від вертикального тиску крана; q_w – тиск вітру; X – реакція пружної опори стояка; A – опорна реакція при нерухомій верхній опорі

У першій стадії зведення будівлі за небезпечні приймають перерізи 1-1, 2-2, 3-3 (рис. 4.11, а). У цих перерізах від дії навантажень від власної маси стояка і рівномірно розподіленого тиску вітру значення згинальних моментів та поздовжніх сил необхідно обчислювати за такими формулами:

– у перерізах 1-1, 2-2

$$N_{1-1} = N_{2-2} = Q_t, \quad (4.10)$$

$$M_{1-1} = M_{2-2} = \pm \frac{q_w \cdot h_t^2}{2}, \quad (4.11)$$

– у перерізах 3-3

$$N_{3-3} = N_{1-1} + Q_b, \quad (4.12)$$

$$M_{3-3} = N_{1-1} \cdot e = \pm \frac{q_w \cdot H^2}{2}, \quad (4.13)$$

де Q_t , Q_b – відповідно, поздовжня сила від дії навантажень від маси стояка верхньої (вище перерізу 2-2) і нижньої (між перерізами 2-2 і 3-3) ділянок стояка;

H_1, h_t – відповідно, вся висота стояка і висота його надкранової частини;

e – зміщення між осями верхньої і нижньої частин стояка;

q_w – тиск вітру на 1 погонний метр стояка поперечної рами, зібраний із ширини стіни, рівної відстані між осями рам (навантаження від дії вітру приймається відповідно до вимог норм [3]).

Отримані значення зусиль від зовнішніх навантажень для першої стадії зведення будівлі використовують для перевірки міцності стін і стовпів у небезпечних перерізах як позацентрово стиснених елементів. Під час невиконання умов міцності необхідно передбачити заходи щодо забезпечення стійкості стояків шляхом влаштування тимчасових кріплень або збільшення розмірів їх поперечних перерізів чи збільшення фізико-механічних характеристик матеріалів, із яких виготовлені стовпи. При цьому застосовані заходи не повинні приводити до надмірних запасів міцності стояків у стадії їх експлуатації.

У другій стадії зведення будівлі стіни і стовпи розраховують із метою забезпечення їх відповідності вимогам норм у стадії експлуатації (для другої стадії). У цьому випадку стіни і стовпи будівлі розглядають як елементи поперечних рам на дію навантажень з експлуатаційними значеннями.

Статичний розрахунок поперечної рами будівлі виконують за одним із методів будівельної механіки – методом сил або методом переміщень. Застосування методу переміщень – найбільш доцільно, оскільки цей метод у розрахунках рам, які розглядаються, приводить до рівнянь з одним невідомим (рис. 4.12), а метод сил потребує складання рівнянь настільки, скільки рама має прольотів.

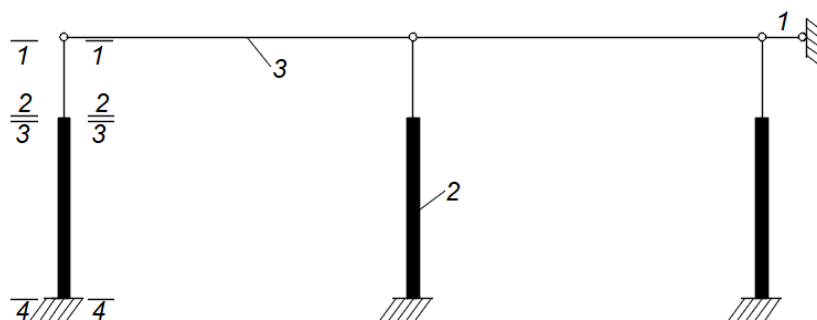


Рисунок 4.12 – Основна система в розрахунках рам методом переміщень для будівлі з мостовими кранами:

1 – введена додаткова в'язь; 2 – стояк; 3 – ригель

Послідовність розрахунку поперечних рам для будівлі з мостовими кранами (рис. 4.12) за методом переміщень включає такі етапи:

– вибирається основна система, а саме: на рівні ригеля рами у вузлі 1 вводиться додаткова в'язь, яка обмежує вільне переміщення цього вузла;

– задаються розмірами поперечних стояків та визначають їх жорсткість як для перерізів при умові пружної роботи кладки, а згинальну жорсткість ригеля у своїй площині приймають $EI = \infty$;

– для основної системи окремо для кожного i -того зовнішнього завантаження записуються канонічні рівняння методу переміщень, які відображають відсутність виникнення зусиль у в'язі вузлі 1:

$$c_l \cdot r_{1l} \cdot \Delta_{li} + R_{lpi} = 0, \quad (4.14)$$

де $r_{1l} = \sum_{j=1}^n R_{\Delta j}$ – сума реактивних зусиль у всіх n колонах на рівні в'язі вузла 1 в

основній системі від переміщення цього вузла на величину $\Delta = 1$;

Δ_{li} – можливе переміщення на рівні в'язі 1 у початковій системі від дії i -того зовнішнього завантаження;

$R_{lpi} = \sum_{j=1}^n R_{pi,j}$ – сума реактивних зусиль всіх n колон в основній системі у

в'язі 1 від i -того зовнішнього навантаження, обирається з рисунка 4.12;

$c_l = 3,4-4,6$ – коефіцієнт, який враховує просторову роботу каркаса при дії кранового навантаження залежно від кроку стояків і довжини деформаційного блока [3] при дії інших навантажень $c_l = 1$.

Визначають величину переміщення Δ_{li} . Використовуючи це значення остаточно для кожного j -того стояка при відповідному i -тому зовнішньому завантаженні визначають величину реакції на рівні в'язі вузла 1 за формулою

$$R_{ej} = R_{pi,j} + \Delta_{li} \cdot R_{\Delta j}. \quad (4.15)$$

У розрахунках стояків із пружною опорою можна розглядати два випадки (рис. 4.11, в):

1) при завантаженні одного зі стояків відносна гнучкість інших стояків настільки мала, що верхню опору завантаженого стовпа можна розглядати як нерухому (рис. 4.11, б);

2) при завантаженні одного зі стояків відносна гнучкість інших стояків настільки велика, що верхню опору завантаженого стояка можна розглядати як таку, що матиме невеликий прогин f зверху (рис. 4.11, в). У цьому випадку опорна реакція верху стояка дорівнює нулю.

У практиці зведення будівель із пружною конструктивною системою відносна гнучкість стояків така, що переміщення пружних опор $\Delta > 0$, але менше прогину f верху зацмленого стояка знизу. Через це значення реакції X у

верхній пружній опорі стояків більше нуля і менше опорної реакції R , визначеної для стояка з нерухомою верхньою опорою.

Значення реакції пружної опори стояка рекомендовано визначати за формулою

$$X = \frac{R}{1 + \mu}, \quad (4.16)$$

де R – значення опорної реакції в нерухомій верхній опорі (дод. Б);

μ – коефіцієнт, яким ураховується податливість верхньої опори розраховуваного стояка.

Значення коефіцієнта μ залежить від гнучкості стояків і при їх однаковій висоті

$$\mu = \frac{E \cdot I}{\sum_i^n E_n \cdot I_n}, \quad (4.17)$$

де E та I – значення модуля пружності та моменту інерції перерізу стояка, який розглядається;

E_n та I_n – значення модуля пружності та моменту інерції перерізів усіх стояків, за винятком того, який розглядається;

n – кількість стояків у складі рами, за винятком того, який розглядається.

Якщо поперечна рама складається зі стояків різної довжини, то для такого випадку значення коефіцієнта μ обчислюють за формулою

$$\mu = \frac{E \cdot I}{H^3 \cdot \sum_i^n \frac{E_n \cdot I_n}{H_n^3}}, \quad (4.18)$$

де H , I та H_n , I_n – відповідно, висота та момент інерції завантаженого стояка та всіх інших стояків.

Значення опорної реакції для кожного виду завантаження можна знайти за додатком Б. Після обчислення опорної реакції X розрахунок стояків рами зводиться до визначення в їх небезпечних перерізах внутрішніх зусиль: M – загального моменту, N – поздовжньої сили від дії розрахункового значення кожного виду навантаження та значення сили X .

Значення загального моменту у будь-якому перерізі стояка на відстані x від опори зверху обчислюють за формулою

$$M_x = M_{0x} - X \cdot x, \quad (4.19)$$

де M_{0x} – значення згинального моменту від дії зовнішнього навантаження в перерізі стояка на відстані x від опори зверху, обчислене як для консольної балки.

Для визначення площі перерізу стояків складають декілька найбільш несприятливих сполучень із зусиль M і N , а саме: найбільший додатний момент M_{max} і відповідна йому поздовжня сила N ; найбільший за абсолютним значенням від'ємний момент M_{min} і відповідна йому поздовжня сила N ; найбільша поздовжня сила N_{max} і відповідний їй момент M .

Статичний розрахунок поперечних рам одноповерхових виробничих будівель методом переміщень автоматизовано ЕОМ, що дозволяє виконувати його швидко та точно.

5 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ОКРЕМИХ ЧАСТИН КАМ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬ

5.1 Фундаменти та стіни підвалів

Стіни підвалів, цоколі та стрічкові фундаменти проєктують переважно збірними, з великих бетонних блоків, дрібних бетонних блоків і каменів, природних каменів правильної і неправильної форми, монолітного бетону та бутобетону, добре обпаленої керамічної цегли пластичного пресування.

Фундаменти із каменів можуть бути стрічковими і стовпчастими (окремо розташованими). Стрічкові фундаменти зазвичай влаштовують під суцільними стінами і з відносно вузькими прорізами або з невеликою кількістю отворів.

У виробничих будівлях із широкими отворами рекомендовано застосовувати стовпчасті та з рандбалками, які підтримують стіни. Стовпчасті фундаменти можна застосовувати і в малоповерхових житлових і громадських будівлях, якщо це економічно обґрунтовано.

Стовпчасті фундаменти доцільно розташовувати в кутах будинку та в місці перетину стін. Уздовж стін стовпчасті фундаменти розташовують на відстанях, регламентованих розмірами фундаментних балок (рандбалок). Рандбалки зазвичай застосовують залізобетонні – збірні або монолітні.

Стовпчасті фундаменти виконують монолітними або збірними зі слабо армованих залізобетонних елементів. При дії вертикальних навантажень зі значними ексцентриситетами фундаменти проєктують несиметричними, з відповідним зміщенням подошви фундаменту в сторону дії моменту.

Фундаменти стін підвалів закладають на глибині не менше ніж 500 мм нижче рівня підлоги підвального приміщення.

Розрахункові значення опору кладки стрічкових фундаментів і стін підвалів із великих бетонних блоків приймають відповідно до даних, наведених у нормах (табл. А.3, [1]).

У розрахунках стін підвалів або фундаменту, якщо його товщина менше товщини стіни, зведеної безпосередньо над ним, ураховують випадковий ексцентриситет $e = 40$ мм. Значення цього ексцентриситету складають зі значенням ексцентриситету, з яким прикладена рівнодійна поздовжніх вертикальних сил. Товщину стіни першого поверху приймають не більше ніж на 200 мм порівняно з товщиною фундаменту. Ділянку стіни першого поверху, яка викладається безпосередньо на фундаменті, у місці утвореного обрізу армують сітками (якщо товщина стіни більша ніж товщина фундаменту).

При товщині фундаменту менше ніж товщина стіни першого поверху, ширина звісу стіни першого поверху над фундаментом не повинна перевищувати 100 мм.

Закладання фундаменту в умовах місцевості зі значними ухилами поверхні ґрунту виконують уступами. Перехід підшови фундаменту від однієї глибини до іншої у щільних ґрунтах виконується при відношенні висоти уступу до його довжини не більше ніж 1 : 1, при цьому висота уступу повинна становити не більше ніж 1 м. У нещільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини повинне становити не більше ніж 1 : 2, при цьому висота уступу повинна становити не більше ніж 0,5 м.

За необхідності фундаменти від підшови звужують до рівня обрізу фундаменту уступами: висоту уступу для фундаменту із бутобетону приймають не менше ніж 300 мм, а для фундаменту із бутової кладки не менше ніж два ряди кладки (350–600 мм). Мінімальні значення відношення висоти уступів до їхньої ширини для фундаменту із бутобетону і бутової кладки наведені в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Мінімальні значення відношення висоти уступів до їхньої ширини для фундаменту із бутобетону і бутової кладки

Клас бетону	Марка розчину	Мінімальне відношення висоти уступів до їх ширини при розрахунковому навантаженні, МПа	
		$\sigma \leq 0,2$	$\sigma > 0,25$
С3,5 – С7,5	50 – 100	1,25	1,5
С1 – С2	10 – 25	1,5	1,75
–	4	1,75	2,0

Фундаменти і стіни підвалів виконують:

- а) з бутобетону не менше ніж 350 мм завтовшки, а розміри перерізу стовпів мають становити не менше ніж 400 мм;
- б) з бутової кладки не менше ніж 500 мм завтовшки, а розміри перерізу стовпів мають становити не менше ніж 600 мм.

5.1.1 Розрахунок міцності стін підвалів

Стіну підвалу розраховують як однопрольотну шарнірно оперту балку. За розрахунковий проліт балки в разі наявності бетонної підлоги в підвалі приймають відстань у проясненні між перекриттям підвалу і поверхнею підлоги. У разі відсутності бетонної підлоги за розрахунковий проліт балки приймають відстань від нижньої поверхні перекриття підвалу до підосви фундаменту (рис. 5.1).

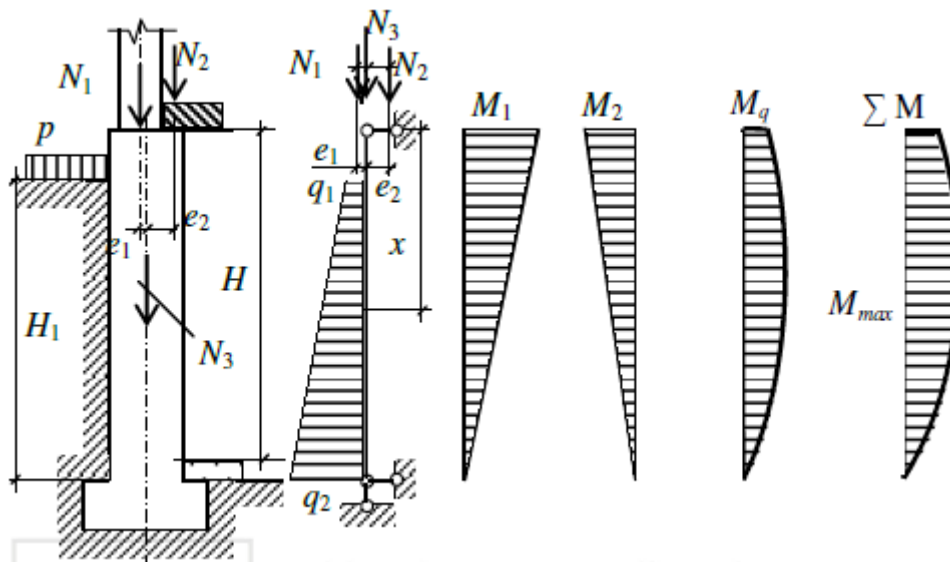


Рисунок 5.1 – Схема навантажень на стіну підвалу та епюри моментів ([7], рис. 4.10)

Зовнішні стіни підвалів розраховують на дію бокового тиску ґрунту і навантаження, що розміщується на поверхні землі. В разі відсутності спеціальних вказівок щодо такого навантаження характеристичне значення навантаження на поверхні землі приймають рівним 10 кН/м^2 .

У розрахунках змінне характеристичне значення навантаження на поверхні землі замінюють додатковим еквівалентним шаром ґрунту з висотою (м)

$$h_{red} = \frac{p}{\gamma}, \quad (5.1)$$

де p – характеристичне значення навантаження на поверхні землі;
 γ – густина ґрунту.

Епюра бічного тиску ґрунту на 1 м ширини стіни підвалу становить трапецію з такими значеннями ординат (рис. 5.2, б):

– зверху

$$q_1 = \gamma_{fm1} \cdot \gamma_n \cdot \gamma \cdot h_{red} \cdot tg^2 \cdot \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (5.2)$$

– знизу

$$q_2 = \gamma_{fm2} \cdot \gamma_n \cdot \gamma \cdot \left(\frac{\gamma_{fm1}}{\gamma_{fm2}} \cdot h_{red} + H_1\right) \cdot tg^2 \cdot \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (5.3)$$

де γ_{fm1} – коефіцієнт надійності для змінного навантаження, розташованого на поверхні землі;

γ_{fm2} – коефіцієнт надійності для навантаження від ґрунту;

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю;

H_1 – ділянка стіни, уздовж якої діє тиск ґрунту;

φ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, приймають за вказівками норм.

Розрахункові значення $M_{Ed,q}$ згинального моменту M_q на відстані x від верхньої опори у перерізах стіни підвалу від дії бокового тиску ґрунту можна визначити за формулою

$$M_{Ed,q} = \frac{1}{6} \left\{ \frac{H_1^2}{H} (2q_1 + q_2)x - \left[3q_1 + (q_2 - q_1) \frac{x - H_1 + H}{H_1} \right] \times \right. \\ \left. \times (x - H_1 + H)^2 \right\}, \quad (5.4)$$

де H – розрахункове значення висоти стін підвалу;

x – відстань від верху стіни підвалу до розглядуваного перерізу, в якому обчислюється значення моменту.

Якщо бічний тиск ґрунту діє уздовж всієї висоти стіни підвалу, то приблизно максимальне значення моменту від дії тиску ґрунту буде перебувати на відстані $x = 0,6H$ і його можна обчислити за формулою

$$M_{q,max} = (0,056 \cdot q_1 + 0,064 \cdot q_2). \quad (5.5)$$

Загальне розрахункове значення згинального моменту дорівнюватиме сумі значень згинальних моментів $M_1 = N_1 \cdot e_1$, $M_2 = N_2 \cdot e_2$ та моменту від тиску ґрунту M_q (тут N_1 – навантаження від розташованих вище стін, перекриттів і покриття; N_2 – навантаження від перекриття над підвалом). Вертикальне навантаження дорівнюватиме сумі навантажень від маси стін, розташованих

вище підвалу, перекриттів, покриття та навантаження N_3 від маси стіни підвалу над розрахунковим перерізом.

Міцність стіни підвалу визначають як для позакентрово стиснутої кам'яної кладки в перерізах з максимальним значенням моменту.

5.2 Висячі стіни та конструкції, що їх підтримують

Під висячими потрібно розуміти стіни, які підтримуються фундаментними чи об'язувальними балками (рандбалками), опертими на колони або стовпчасті фундаменти.

Кладку висячих стін, викладених по рандбалках, перевіряють на міцність при місцевому стиску (зминанні) в зоні над опорами рандбалок.

Для визначення довжини епюри розподілу тиску на кладку від опор на ділянці контакту стіни і рандбалки останню замінюють еквівалентним за жорсткістю умовним поясом кладки з висотою H_0 . Для залізобетонних рандбалок

$$H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,85 \cdot E_c \cdot I_{red}}{E \cdot h}}, \quad (5.6)$$

де E_c – початковий модуль пружності бетону;

I_{red} – момент інерції приведенного перерізу рандбалки;

E – модуль деформації кладки;

h – товщина висячої стіни.

Жорсткість сталевих рандбалок визначають як добуток $E_s \cdot I_s$, де E_s та I_s – модуль пружності сталі і момент інерції перерізу сталевих рандбалок.

Для нерозрізних рандбалок довжину l епюри розподілу тиску в кладці над проміжними опорами приймають у вигляді трикутника при $a \leq 2s$ (рис. 5.2, а) або трапеції при $3s \geq a \geq 2s$ (рис. 5.2, б) з меншою її основою, рівною $a - 2s$ (тут $s = 1,57H_0$). Максимальне значення напружень зминання σ_c (висота трикутника або трапеції) визначають з умови рівності об'єму епюри тиску і опорної реакції N (рис. 5.2, а) рандбалки за такими формулами:

– при трикутній епюрі тиску $a \leq 2s$ (рис. 5.2, а)

$$\sigma_0 = \frac{2 \cdot N}{(a + 2s)h}; \quad (5.7)$$

– при трапецієподібній епюрі тиску, якщо $3s \geq a \geq 2s$ (рис. 5.2, б),

$$\sigma_0 = \frac{N}{a \cdot h}. \quad (5.8)$$

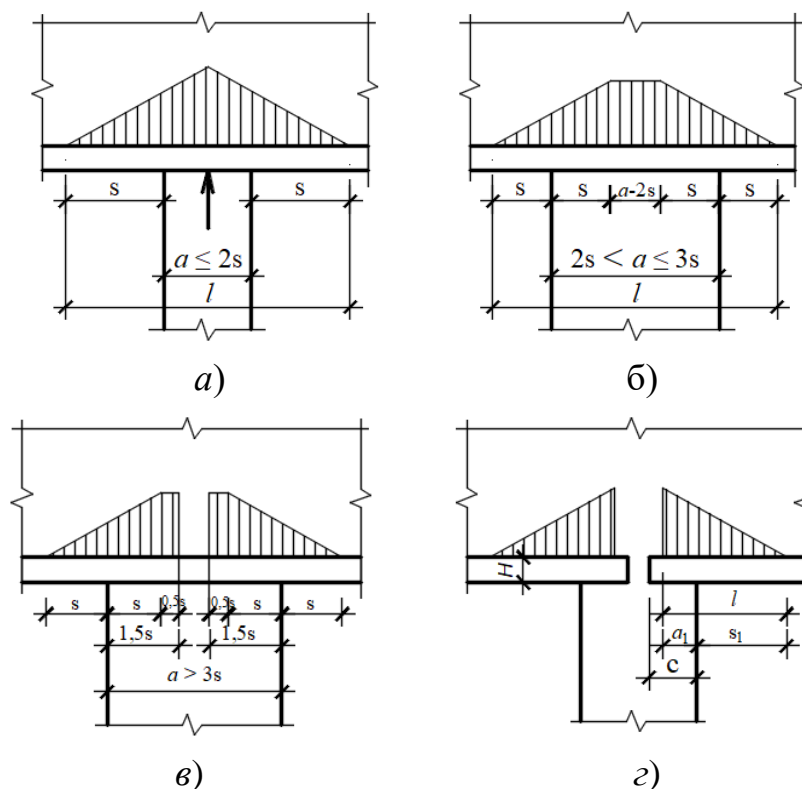


Рисунок 5.2 – Розподіл тиску в кладці над опорами нерозрізних (а, б, в) і однопрольотних (г) балок:

а, г – трикутні епюри тиску; б, в – трапецієподібні епюри тиску

У формулах (5.7) – (5.8):

N – опорна реакція рандбалки від навантажень, розташованих у межах її прольоту та довжини опори, за винятком навантаження від маси рандбалки;

a – довжина опори (ширина простінка);

h – товщина стіни (якщо при трапецієподібній формі епюри розподілення напружень $a > 3s$, то у формулі (5.8) розрахункове значення ширини простінка приймається рівним $a_1 = 3s$ – по $1,5s$ з кожного боку простінка (рис. 5.2, в));

$s = 1,57H_0$ – довжина ділянки епюри розподілу тиску в кожную сторону від грані опори.

У кладці над крайніми опорами рандбалок, а також над опорами однопрольотних рандбалок епюру розподілу тиску приймають трикутною з основою (рис. 5.2, г)

$$l = a_1 + S_1, \quad (5.9)$$

де $S_1 = 0,9H_0$ – довжина ділянки розподілу тиску за грані опори;

a_1 – довжина ділянки розподілу тиску в межах опори рандбалки, яку приймають рівною довжині опорної ділянки рандбалки, але не більше $1,5H$ ($a_1 < 1,5H$, H – висота рандбалки).

Максимальне значення напруження над опорою рандбалки в цьому випадку

$$\sigma_0 = \frac{N}{(a_1 + S_1) \cdot h}. \quad (5.10)$$

Епюру розподілу тиску в кладці висячих стін з урахуванням прорізів, розташованих безпосередньо над балкою, приймають у вигляді трапеції (рис. 5.3), отриманої так: від початкової площі епюри тиску (показана пунктирною лінією) в межах прорізу віднімають площу трикутника, на який накладається проріз, замінюють її рівновеликою площею паралелограма і додають до епюри, яка залишилася. Прорізи у висячих стінах розташовують, як правило, вздовж одного вертикального ряду в межах середньої ділянки між опорами. Потрібно брати до уваги, що прорізи, розташовані безпосередньо над рандбалками на ділянках, що прилягають до опор, збільшують напруження в стінах, погіршуючи експлуатаційні якості рандбалок.

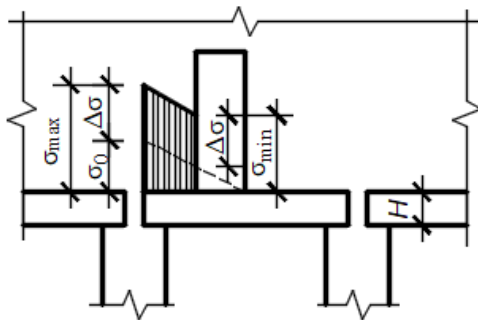


Рисунок 5.3 – Розподіл тиску в кладці висячих стін над опорами з урахуванням прорізів

Розрахунок міцності кладки стін і рандбалок виконують для двох стадій будівництва будівлі – для стадії зведення та для стадії експлуатації стін.

У стадії зведення стін тиск по площині її контакту з рандбалкою приймається рівномірним по всій його довжині. У цей період зведення стін із цегли, керамічних каменів або звичайних бетонних каменів діють на рандбалку навантаження від маси поясу незатверділої кладки з висотою, що дорівнює 0,33 прольоту для кладки в літніх умовах та цілому прольоту для кладки в зимових умовах (у стадії відтавання при виконанні кладки способом заморожування). При кладці стін із великих блоків (бетонних або цегляних) на рандбалку діють навантаження від маси поясу кладки з висотою, що дорівнює 0,5 прольоту, але не менше висоти одного ряду блоків. При наявності прорізів і висоті поясу кладки від верху рандбалок до підвіконь менше ніж 0,33 прольоту враховують також навантаження від маси кладки стін до верхньої межі залізобетонних або сталевих перемичок. При застосуванні рядових, клинчастих і аркових перемичок враховують навантаження від маси кладки стін до позначки, що перевищує позначку верху прорізу на 0,33 його ширини.

У стадії експлуатації стін навантаження на балку приймається у вигляді місцевого тиску. Саме в цій стадії кладка стін зазнає зминання (місцевого стискання) від зусиль, які становлять рівнодійну об'ємних епюр тиску на розрахунковій ділянці з довжиною не більше ніж $3H$ від грані опори для середніх опор нерозрізних балок і $1,5H$ для однопрольотних балок і крайніх опор нерозрізних балок. За навантаження, що діють у стадії експлуатації будівлі, приймають навантаження відповідно до епюр тиску, що діє на балки від опор і підтримуваних балками стін. Армування балок розраховують на дію максимальних значень згинальних моментів і поперечних сил, визначених для двох, зазначених вище випадків розрахунку.

Розрахунок міцності кладки або бетону на зминання під опорами рандбалок виконують, як і для перемичок. При цьому рандбалки розглядають умовно защемленими в опорних перерізах.

Відповідно до рекомендацій норм (п. 11.18.11, [2]) поперечну силу на опорах однопрольотної рандбалки приймають рівною рівнодійній навантажень, розташованих у межах половини прольоту рандбалки, який відсікається похилим перерізом (рис. 5.4). Розрахунок рандбалки по похилому перерізу на дію поперечних сил здійснюють за ДБН В.2.6-98.

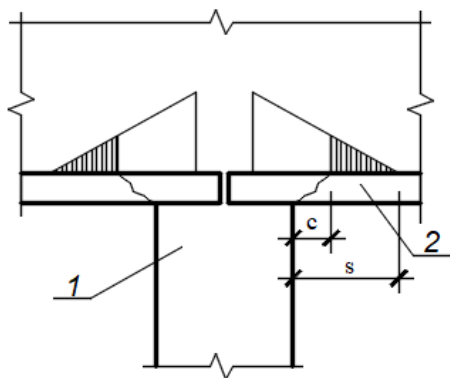


Рисунок 5.4 – Схема до визначення поперечної сили на опорі рандбалки:
1 – колона; 2 – рандбалка

Статичний розрахунок стін, викладених по рандбалках, можна виконувати також за методами теорії пружності. При цьому стіна разом із рандбалкою розглядається як балка-стінка, яка складається з двох ідеально пружних матеріалів, у яких нелінійність деформацій умовно враховується шляхом зменшення їх модулів пружності.

За необхідності кладку з цегли, керамічних, бетонних або природних каменів при висоті ряду не більше ніж 150 мм можна армувати сітками в зоні, розташованій над і під опорами рандбалки. В цьому випадку значення розрахункового опору кладки при місцевому стиску приймають рівним розрахунковому значенню опору кладки із сітчастим армуванням f_{sk} . Сітчасте армування кладки застосовується у межах висоти, уздовж якої міцність

неармованої кладки є достатньою. У разі незабезпеченні сітчастим армуванням міцності висячої стіни, викладеної з бетонних або природних каменів з висотою ряду більше ніж 150 мм, рекомендується збільшити довжину площі зминання за рахунок підвищення жорсткості рандбалок.

5.3 Обпирання будівельних конструкцій на кам'яні стіни

Залізобетонні балки, прогони і плити перекриття чи покриття здебільшого працюють за схемою вільно лежачих балок і опираються на стіни, стовпи і пілястри, створюючи місцеве навантаження. За необхідності для підвищення несучої здатності опорної ділянки кладки при зминанні застосовують такі конструктивні заходи:

- використання сітчастого армування;
- влаштування опорних розподільчих плит;
- влаштування розподільних залізобетонних поясів;
- застосування комплексних конструкцій.

Застосування конструктивних заходів здійснюють тоді, коли міцність кладки на місцеве зминання недостатня. Розрахунок кладки на зминання під вільно лежачими опорами виконують залежно від дійсної a_1 і корисної a_0 довжини обпирання та форми епюри розподілення тиску під конструкціями, які обпираються (рис. 5.5).

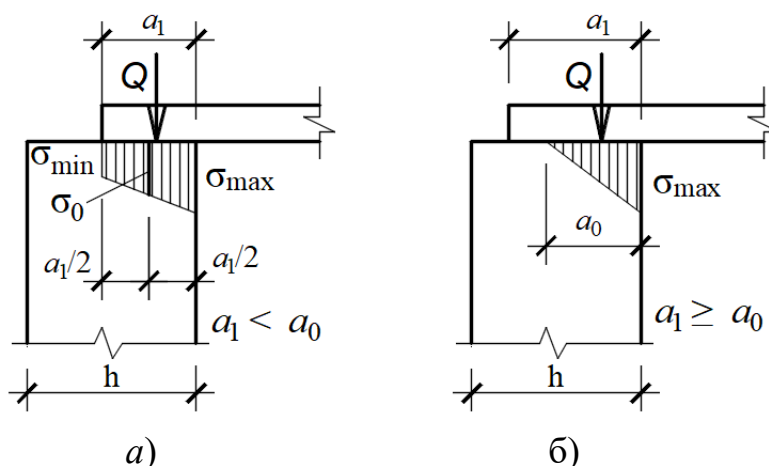


Рисунок 5.5 – Розрахункові схеми обпирання балок і плит на кам'яні конструкції:

а – епюра напружень трапеція ($a_1 < a_0$); б – трикутна епюра напружень ($a_1 \geq a_0$)

Епюра напружень під кінцями балок приймається за трапецією при $a_1 < a_0$ або за трикутником $a_1 \geq a_0$. Можна наближено приймати трикутну епюру напружень з основою $a_1 = a_0$, якщо довжина опорної ділянки балки менша, ніж її висота.

Корисна довжина обпирання a_0 визначається за формулою

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot Q}{c \cdot b \cdot \operatorname{tg} \alpha}}, \quad (5.11)$$

де Q – опорна реакція;

b – ширина опорної ділянки;

c – коефіцієнт постелі кладки;

α – кут нахилу балки чи плити на опорі.

Коефіцієнт постелі кладки залежить від стадії зведення будівлі і визначається за такими формулами:

– для затверділої кладки

$$c = \frac{50 \cdot f_u}{b}; \quad (5.12)$$

– для свіжої кладки

$$c_1 = \frac{35 \cdot f_{u1}}{b}, \quad (5.13)$$

де $f_u = 2 f_d$, $f_{u1} = 2 f_{d1}$;

f_d – розрахункове значення опору кладки;

f_{d1} – розрахункове значення опору кладки для марки розчину М2.

Максимальні σ_{\max} , мінімальні σ_{\min} та середні σ_0 напруження в кладці визначаються за такими формулами:

– при епюрі у вигляді трапеції

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{c \cdot a_1}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha; \quad (5.14)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_0 - \frac{c \cdot a_1}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha; \quad (5.15)$$

$$\sigma_0 = \frac{Q}{b \cdot a_1}; \quad (5.16)$$

– при епюрі у вигляді трикутника

$$\sigma_{\max} = 2 \cdot \sigma_0; \quad (5.17)$$

$$\sigma_0 = \frac{Q}{b \cdot a_1}; \quad (5.18)$$

При визначенні $tg\alpha$ приймають, що балка опирається на шарнір, розташований усередині опорної ділянки. В нерозрізних балках проміжні опори приймаються розташованими по осях відповідних стін чи стовпів. Для вільно лежачих балок, на які діють рівномірно розподілені навантаження, q $tg\alpha$ можна визначити за формулою

$$tg\alpha = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot EI}, \quad (5.19)$$

де l – прольот балки;

EI – жорсткість балки.

Міцність кладки при місцевому зминанні перевіряють за формулою (1.24). Крім цього, максимальні напруження в кладці не повинні перевищувати її розрахункового опору на стискання. Якщо умови міцності не виконуються, необхідно застосовувати конструктивні заходи щодо підвищення її міцності.

При застосуванні непрямого (сітчастого) армування кладки її розрахунок виконують за формулою (2.4), при цьому сітки повинні мати чарунки розміром не більше 100 мм × 100 мм, а діаметр стержнів не повинен бути меншим, ніж 3 мм.

При розрахунку кладки, розташованої під розподільною плитою, навантаження на плиту від встановленої на неї балки (ферми) без фіксуючої прокладки приймається у вигляді зосередженої сили P , що дорівнює опорній реакції. Точка прикладання сили приймається на віддалі $(1/3)l$, але не більше ніж $v = 70$ мм від внутрішнього краю плити (рис. 5.6, а).

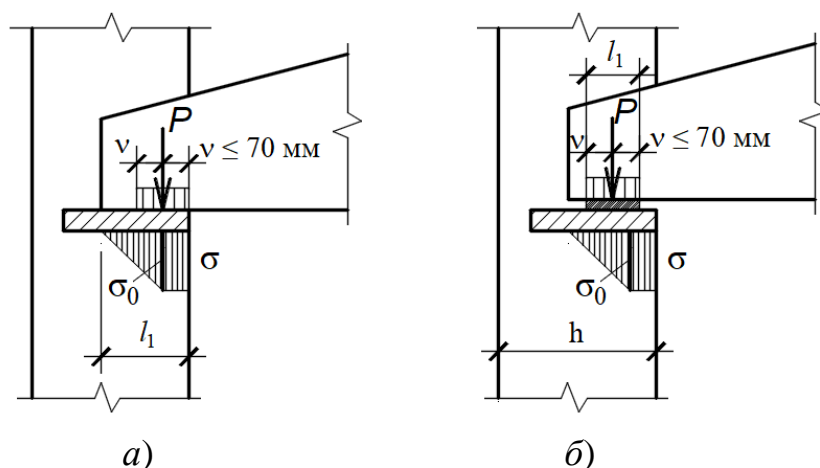


Рисунок 5.6 – Схема навантаження і напруження при розрахунку розподільної плити:

а – обпирання балки без центрувальної прокладки;

б – обпирання балки з прокладкою

При використанні прокладки, яка фіксує положення опорного тиску, віддаль від точки прикладання зосередженої сили до внутрішнього краю прокладки приймається також на віддалі $(1/3)l_1$, але не більше $v = 70$ мм, при цьому l_1 дорівнює довжині прокладки (рис. 5.6, б).

Розподільна плита розраховується на місцевий стиск, згин і сколювання при дії місцевого навантаження, прикладеного зверху, і реактивного тиску кладки знизу. При розрахунку розподільної плити зосереджена сила замінюється навантаженням, рівномірно розподіленим по площі зминання, яка має ширину b опорної ділянки конструкції, що обпирається на плиту, та довжину, рівну $2v$, де v – віддаль від внутрішнього краю плити або фіксуючої прокладки до точки прикладання зосередженого навантаження (центра розподіленого навантаження).

Розміри розподільної плити обираються так, щоб виконувалася умова

$$\sigma_{\max} \leq 0,8 \cdot \xi \cdot f_k, \quad (5.20)$$

якщо
$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}}, \quad (5.21)$$

де A_c та A – відповідно, площа зминання та розрахункова площа опорної подушки;

f_k – характеристичне значення опору кладки при стисканні.

5.4 Перемички

У кам'яних будівлях перемички для перекриття прорізів у кам'яних стінах здебільшого виконують залізобетонними. Але вони можуть бути і кам'яними – рядовими, клинчастими або арковими.

Перемички розраховують як балки.

Залізобетонні перемички розраховують на дію навантажень від перекриттів, балок і незатверділої кладки з висотою, яка дорівнює 0,33 прольоту для кладки в літніх умовах та цілому прольоту для кладки в зимових умовах (у стадії відтавання).

Допускається при наявності відповідних конструктивних пристроїв (виступи в збірних перемичках, випуски арматури тощо) враховувати спільну роботу кладки з перемичкою. Навантаження на перемички від балок і настилів перекриттів можна не враховувати, якщо вони обпираються на затверділу кладку з висотою більшої за проліт перемички, а для кладки в період відтавання, виконаної способом заморожування, вище подвоєного прольоту перемички. При відтаванні кладки перемички допускається підсилення

встановленням тимчасових опор на клинах на період відтавання і початкового твердіння кладки.

Прольоти, які можуть бути перекриті кам'яними перемичками, не повинні бути більшими за наведені в таблиці 5.2.

Мінімальне допустиме значення конструктивної висоти неармованих перемичок з кам'яної кладки наведено в таблиці 5.3. При цьому під конструктивною висотою перемички розуміють таке: для рядової перемички – висоту поясу кладки на розчині підвищеної міцності; для клинчастої і арочної перемичок – висоту поясу кладки на ребро. Конструктивну висоту рядових цегляних перемичок приймають не менше ніж 4 ряди цегли, а перемичок з каменів – не менше ніж 3 ряди каменю.

У рядових перемичках з метою недопущення випадіння цеглин чи каменів з нижнього ряду під ним у шар розчину завтовшки 20–30 мм укладають арматуру в кількості не менше одного стержня з площею поперечного перерізу 2 мм² на кожні 130 мм товщини стіни.

Таблиця 5.2 – Максимальні значення прольотів неармованих кам'яних перемичок при марці цегли або каменю 75 і вище

Марка розчину	Максимальні прольоти перемичок, м			
	рядових	клинчастих	аркових при висоті підйому	
			1/8 – 1/12 прольоту	1/5 – 1/6 прольоту
50–100	2	2	3,5	4
25	1,75	1,75	2,5	3
10	–	1,5	2	2,5
4	–	1,25	1,75	2,25

Примітка 1. Максимальні прольоти перемичок із цегли, бетонних і природних каменів марок 35–50 зменшують шляхом множення на коефіцієнт 0,8.

Примітка 2. Аркові перемички з прольотами більшими, ніж у цій таблиці, конструюють і розраховують як арки.

Примітка 3. Неармовані кам'яні перемички (рядові, клинчасті і аркові) не рекомендують у стінах будівель, які будуть зазнавати значних вібраційних або ударних впливів, а також у випадках, коли можливе нерівномірне осідання фундаментів.

Таблиця 5.3 – Найменша конструктивна висота неармованих кам'яних перемичок

Марка розчину	Найменша конструктивна висота перемичок (у частках від прольоту)			
	рядових		клинчастих	аркових
	із цегли	із каменю		
25 і вище	0,25	0,33	0,12	0,06
10	–	–	0,16	0,08
4	–	–	0,20	0,10

Рекомендується перевіряти міцність кладки на зминання під опорами перемичок.

При розрахунку кладки на зминання перемичку розраховують як вільно обперту або зацмлену з кінців залежно від виконання умови

$$\frac{M}{a} < N, \quad (5.22)$$

де M – значення згинального моменту в перемичці в зоні зацмлення в кладку;

N – реактивне зусилля в місці перемички в кладці;

a – глибина зацмлення перемички в кладці.

Якщо умова (5.22) виконується, то перемичку розраховують як балку, зацмлену з кінців. Суть розрахунку полягає в перевірці міцності кладки на зминання.

Якщо умова (5.22) не виконується, то перемичку розраховують як балку, яка вільно лежить на опорах, і розрахунок кладки на зминання під її опорами проводять за вимогами норм (п. 7.15, [2]).

Рядові, клинчасті і аркові перемички розраховують як арки, розпір яких сприймається кладкою простінків або арматурою затяжки.

Розрахункове значення розпору H рядових, клинчастих і аркових перемичок визначають для третьої граничної стадії їх роботи під навантаженням за такими формулами:

- у перемичках при відсутності затяжок

$$H = \frac{M}{c - 2 \cdot d}, \quad (5.23)$$

- у перемичках із затяжками

$$H = \frac{M}{h_0 - d}, \quad (5.24)$$

У формулах (5.23) – (5.24)

M – максимальне розрахункове значення згинального моменту в перемичці, визначене як для вільно обпертої з кінців балки при дії навантаження від власної маси перемички, прогонів і настилу, які спираються на перемичку;

c – розрахункова висота перемички;

d – відстань від верху розрахункової частини перемички до осі затяжки;

d – відстань від прикладання рівнодійної напружень в замку перемички до її верху і від точки прикладання рівнодійної напружень в п'ятах до низу перемички.

Відстань d від точки прикладання рівнодійної напружень із замка перемички до її верху і від точки прикладання рівнодійної напружень у п'ятах до низу перемички приймають відповідно до даних у таблиці 5.4.

Таблиця 5.4 – Відстань d від точки прикладання рівнодійної напружень у замку перемички до її верху і від точки прикладання рівнодійної напружень у п'ятах до низу перемички

Марка розчину	Значення d у частках від розрахункової висоти перемички c при марці цегли і каменю	
	M75 і вище	M50 і нижче
100	0,1	–
50	0,12	0,15
25	0,15	0,2
10	0,2	0,25
4	0,25	0,30

Примітка 1. Під розрахунковою висотою перемички розуміють висоту перемички до рівня обпирання балок або настилу перекриття.

Примітка 2. При відсутності навантажень на перемички від перекриттів або інших конструкцій, крім навантаження від власної маси, розрахункову висоту перемички приймають рівною 0,33 прольоту.

Примітка 3. Для аркових перемичок розрахункову висоту приймають від рівня п'яти до рівня обпирання балок або настилу перекриття (ураховуючи висоту підйому перемички).

Міцність кладки перемички в замку і на опорах розраховують як позacentрово завантажену дією розпору, прикладеного в горизонтальному напрямі ексцентриситетом:

$$e_0 = \frac{c}{2} - d. \quad (5.25)$$

При цьому розрахунок розтягнутої зони перемички на розкриття тріщин не виконують.

Якщо перемички розташовані в кутах будівлі, додатково перевіряють міцність кладки в п'яти на зріз і міцність кутового простінка на дію розпору H перемички на цій ділянці кладки. Міцність п'яти перемички на зріз перевіряють відповідно до вимог норм (п. 8.5.3, [2]). Міцність кутового простінка при відсутності зтяжки перевіряють на позацентровий стиск у площині стіни при дії вертикальної поздовжньої сили і розпору H . Величину ексцентриситету рівнодійної на рівні підвіконня приймають меншою, ніж $e_0 = 0,7y$. Якщо опір п'яти дії зрізу від розпору H або кутового простінка на позацентровий стиск недостатній, то для сприймання розпору в перемичках необхідно установити зтяжки (стяглі), які заводять в кладку на глибину не менше ніж 500 мм від краю прорізу. Площу поперечного перерізу стержнів зтяжок підбирають за формулою

$$H \leq f_{yd} \cdot A_s. \quad (5.26)$$

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-162:2010 зі зміною № 1 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – Чинний від 2011–09–01 (Зміна № 1 – чинний від 2022–09–01). – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 97 с. – (Державні будівельні норми України).
2. ДСТУ Б В.2.6-207:2015 Конструкції будинків і споруд. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд. – Чинний від 2016–04–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2016. – 264 с. – (Національний стандарт України).
3. ДБН В.1.2-2:2006 зі змінами № 1 та № 2. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – Чинний від 2007–07–01 (Зміна № 1 – чинний від 2007–10–01, зміна № 2 – чинний від 2020–06–01). – Київ : Мінбуд України, 2020. – 5 с. (Державні будівельні норми України).
4. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинний від 2011–06–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).
5. Павліков А. М. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Практичні задачі : навч. посіб. / А. М. Павліков, О. В. Гарькава. – Полтава : ПолтНТУ, 2024 – 275 с.
6. Вахненко П. Ф. Кам'яні та армокам'яні конструкції : навч. посіб. / П. Ф. Вахненко. – Київ : ІСДО, 1993. – 260 с.
7. Бабич В. Є. Проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій : навч. посіб. / [В. Є. Бабич, В. В. Караван, М. С. Зінчук] ; за ред. Є. М. Бабича. – Рівне : НУВГП, 2010. – 197 с.

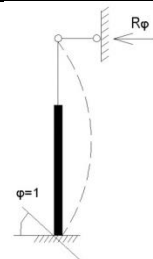
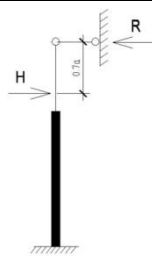
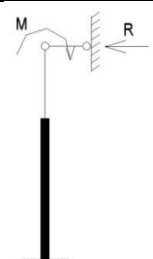
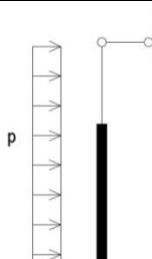
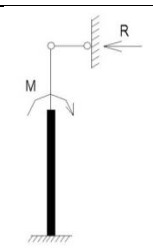
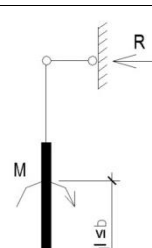
ДОДАТОК А

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

Матеріали і граничні значення для елементів кам'яної кладки								
	Група 1 (всі матеріали)	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 перегородки цегли, мм	Вимоги відсутні		Внутрішня перегородка цеглини	Зовнішня перегородка цеглини	Внутрішня перегородка цеглини	Зовнішня перегородка цеглини	Внутрішня перегородка цеглини	Зовнішня перегородка 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)	Вимоги відсутні	Глиняна цегла	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Силікатна цегла	≥ 20		Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки ^{б)}	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
Примітка. Сумарна товщина внутрішньої перегородки цегли і зовнішньої перегородки цеглини, заміряна горизонтально у відповідному напрямі. Для перевірки повинні проводитися кваліфікаційні випробування, які мають бути повторені тільки в разі впровадження принципових змін у конструкційні габарити елементів. У разі конічних або стільникових порожнин використовується середнє значення товщини внутрішньої і зовнішньої перегородок цеглини.								

ДОДАТОК Б

Таблиця Б.1 – Формули визначення реакції у суцільних стояках основної системи в розрахунках поперечної рами одноповерхової виробничої будівлі методом деформацій

Схема	Опорна реакція R	Схема	Опорна реакція R
	$R_{\varphi} = \frac{3E_b I_b}{l^2 (1 + K)}$		$R = \frac{H(1 - \alpha)}{1 + K}$
	$R = \frac{3M(1 + k/\alpha)}{2l(1 + K)}$		$R = \frac{3pl(1 + k \cdot \alpha)}{8(1 + K)}$
	$R = \frac{3M(1 + \alpha^2)}{2l(1 + K)}$		$R = \frac{3M\eta(2 - \eta)}{2l(1 + K)}$
<p>Позначення: $\alpha = a/l$; $K = \alpha^2 \cdot (I_b / I_t - 1)$; I_b, I_t –моменти інерції поперечного перерізу підкранової і надкранової частини стояка відповідно.</p>			

ДОДАТОК В

Таблиця В.1 – Значення коефіцієнта η для кладки

Гнучкість		Коефіцієнт η для кладки			
λ_h	λ_i	із керамічної цегли; із каменів та великих блоків із важкого бетону; із природних каменів всіх видів		із силікатної цегли та силікатних каменів; каменів із бетону на поруватих заповнювачах; великих блоків із поруватого бетону	
		при відсотку поздовжнього армування			
		0,1 і менше	0,3 і більше	0,1 і менше	0,3 і більше
≤ 10	≤ 35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

Примітка. Для неармованої кладки значення коефіцієнта η потрібно приймати як для кладки з армуванням 0,1 % і менше. При відсотку армування більше ніж 0,1 і менше ніж 0,3 коефіцієнт η визначається інтерполяцією.

Електронне навчальне видання

ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

Розділ 2

Кам'яні та армокам'яні конструкції

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Відповідальний за випуск *К. В. Спіранде*

Редактор *О. А. Норик*

Комп'ютерне верстання *Н. О. Псурцева, І. В. Волосожарова*

План 2026, поз. 5Л

Підп. до друку 16.06.2026. Формат 60 × 84/16.

Ум. друк. арк. 5,0.

Видавець і виготовлювач:

**Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,**

вул. Черноглазівська, 17, Харків, 61002

Електронна адреса: office@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 8386 від 14.07.2025.