



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

---

**РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ КАМ'ЯНИХ  
ТА АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ  
ТА СПОРУД**

**ДСТУ Б В.2.6-207:2015**

*Видання офіційне*

Київ  
Мінрегіон України  
2016

## ПЕРЕДМОВА

1 РОЗРОБЛЕНО: Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій"; ТК 303 "Будівельні конструкції", ПК 5 "Зовнішні конструкції"

РОЗРОБНИКИ: **О. Бондарчук**; **О. Ісаєнко**, канд. техн. наук; **В. Крітов**, канд. техн. наук (науковий керівник); **Т. Мірошник**; **О. Неборачко**; **Ю. Немчинов**, д-р техн. наук; **В. Сергійчук**; **В. Тарасюк**, канд. техн. наук; **Г. Фаренюк**, д-р техн. наук

2 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ: наказ Мінрегіону України від 06.07.2015 № 155, чинний з 2016-04-01

3 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

## ЗМІСТ

Вступ .....	VI
1 Сфера застосування .....	1
2 Нормативні посилання .....	1
3 Терміни та визначення понять .....	3
3.1 Терміни, що відносяться до кладки .....	3
3.2 Терміни, що відносяться до міцності кладки .....	3
3.3 Терміни, що відносяться до елементів кам'яної кладки .....	4
3.4 Терміни, що відносяться до будівельного розчину .....	4
3.5 Терміни, що відносяться до бетону заповнення .....	5
3.6 Терміни, що відносяться до армування .....	5
3.7 Терміни, що відносяться до допоміжних елементів .....	5
3.8 Терміни, що відносяться до розчинових швів .....	5
3.9 Терміни, що відносяться до типів стін .....	6
3.10 Інші терміни .....	7
4 Перелік познач, використаних у цьому стандарті .....	7
5 Загальні положення .....	13
6 Вимоги до матеріалів і виробів згідно з відповідним ДСТУ .....	15
6.1 Загальні вимоги .....	15
6.2 Цегла та камені керамічні .....	15
6.3 Цегла та камені силікатні .....	15
6.4 Цегла та камені керамічні та силікатні лицьові .....	15
6.5 Камені бетонні стінові .....	16
6.6 Блоки з ніздрюватих бетонів стінові дрібні .....	16
6.7 Блоки для стін бетонні .....	16
6.8 Камені стінові з гірських порід .....	16
6.9 Панелі та блоки стінові з цегли і керамічних каменів .....	16
6.10 Блоки бетонні для стін підвалів .....	16
6.11 Плити стрічкових фундаментів залізобетонні .....	16
6.12 Фасадні вироби .....	16
6.13 Килимові личкувальні матеріали .....	16
6.14 Плитки керамічні фасадні .....	17
6.15 Перемички залізобетонні для будівель з цегляними стінами .....	17
6.16 Панелі гіпсобетонні для перегородок .....	17
6.17 Бетон і арматура .....	17
6.18 Розчини будівельні для кам'яних кладок і монтажу великоблочних та великопанельних стін .....	17
7 Фізико-механічні властивості неармованої та армованої кам'яної кладки .....	19
7.1 Основні положення .....	19
7.2 Границя міцності кладки .....	21
7.3 Розрахункові опори .....	22

7.4	Зчеплення розчину з каменем і міцність кам'яних кладок при розтягу і зрізі .....	23
7.5	Деформації кладки .....	24
7.6	Густина кладки .....	27
8	Розрахунок елементів кам'яних конструкцій за граничними станами першої групи (за несучою здатністю) .....	28
8.1	Загальні положення .....	28
8.2	Центрально і позацентрово стиснуті елементи .....	32
8.3	Косий позацентровий стиск .....	33
8.4	Зминання (місцевий стиск) .....	34
8.5	Вигин, центральний розтяг і зріз .....	48
8.6	Багатошарові стіни .....	49
8.7	Стійкість .....	49
9	Розрахунок і конструювання армованих, комплексних і підсилених обіймами кам'яних конструкцій .....	63
9.1	Загальні вказівки .....	63
9.2	Елементи з сітчастим поперечним армуванням (стовпи, простінки, окремі ділянки) .....	65
9.3	Елементи з поздовжнім армуванням .....	67
9.4	Комплексні елементи (елементи з кам'яної кладки, підсилені залізобетоном) .....	73
9.5	Елементи, підсилені обіймою .....	76
10	Розрахунок елементів конструкцій за граничними станами другої групи (за виникненням і розкриттям тріщин та деформаціями) .....	83
11	Вказівки щодо проектування конструкцій .....	87
11.1	Загальні вказівки .....	87
11.2	Конструктивні схеми будівель .....	87
11.3	Розрахунок стін будинків з жорсткою конструктивною схемою .....	88
11.4	Розрахунок стін будинків з пружною конструктивною схемою .....	96
11.5	Розрахунок стін багатопверхових будинків з цегли або керамічних каменів на вертикальне навантаження з розкриттям тріщин при різному навантаженні або різній жорсткості суміжних ділянок стін .....	97
11.6	Обчислення заповнення стін каркасних будинків при розрахунку каркасів .....	99
11.7	Допустимі відношення висот стін і стовпів до їх товщини .....	101
11.8	Стіни з цегли, каменів, цегляних панелей і великих блоків .....	117
11.9	Зовнішні цегляні і кам'яні стіни полегшеної кладки .....	121
11.10	Стіни з цегляних і керамічних панелей .....	127
11.11	Комбіновані конструкції стін з каменів ручної кладки і збірних елементів .....	138
11.12	Стіни з великих блоків .....	139
11.13	Стіни з облицюванням .....	145
11.14	Стіни виробничих та сільськогосподарських будівель .....	156

11.15	Розрахунок вузлів опирання елементів на цегляну кладку.....	159
11.16	Карнизи і парапети.....	160
11.17	Перемички.....	162
11.18	Висячі стіни (стіни, що спираються на рандбалки).....	165
11.19	Анкерування стін і стовпів.....	175
11.20	Фундаменти і стіни підвалів.....	176
11.21	Підпірні стіни.....	179
11.22	Деформаційні шви.....	183
11.23	Осадкові шви.....	189
11.24	Тонкостінні склепіння подвійної кривизни.....	190
12	Проектування кам'яних конструкцій будівель, що зводять у зимовий період ....	200
Додаток А		
	Основні характеристики штучних стінових матеріалів, що застосовують у будівництві.....	207
Додаток Б		
	Густина і границя міцності природних каменів з гірських порід.....	214
Додаток В		
	В'язучі і склади розчинів.....	215
Додаток Г		
	Графіки для визначення положення центра ваги і моменту інерції таврових перерізів.....	218
Додаток Д		
	Визначення розрахункової стиснутої частини площі перерізу кладки при позацентровому стиску.....	220
Додаток Е		
	Розрахунок армокам'яних елементів з поздовжньою арматурою при позацентровому стиску.....	222
Додаток Ж		
	Таблиці величин, що застосовуються при розрахунку тонкостінних склепінь подвійної кривизни.....	228
Додаток К		
	Розрахунок конструкцій кам'яних будинків на температурно-вологісній впливи і усадку.....	230

## ВСТУП

Цей стандарт містить необхідні дані на матеріали для будівельних робіт, вимоги щодо конструктивних елементів з різних видів будівельних матеріалів.

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству України.

Технічні відхилення і додаткову інформацію було долучено безпосередньо до пунктів, яких вони стосуються.

В стандарті використана:

класифікація класу міцності бетону на стиск відповідно до ДСТУ Б В 2.7-221;

класифікація марок цементів відповідно до ДСТУ Б В.2.7-46;

класифікація марок цегли та морозостійкості цегли відповідно до ДСТУ Б В.2.7-80;

класифікація марок будівельного розчину відповідно до ДСТУ Б В.2.7-23;

класифікація марок сталі відповідно до ДСТУ 2651;

класифікація класу арматурного прокату відповідно до ДСТУ 3760, ГОСТ 5781.

Відповідно до ДБН А.1.1-1-93 "Система стандартизації та нормування в будівництві. Основні положення" цей стандарт відноситься до комплексу нормативних документів у галузі будівництва В.2.6 "Конструкції будинків і споруд".

Технічний комітет, відповідальний за цей стандарт, - ТК 303 "Будівельні конструкції".

**РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ КАМ'ЯНИХ ТА  
АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД****РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ И  
АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ****CALCULATION AND CONSTRUCTION OF MASONRY AND REINFORCED  
MASONRY STRUCTURES OF BUILDINGS AND FACILITIES**Чинний від 2016-04-01**1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ**

Цей стандарт поширюється на проектування кам'яних та армокам'яних конструкцій.

**2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ**

У цьому стандарті є посилання на такі нормативні документи:

ДБН А. 1.1-1-93 Система стандартизації та нормування в будівництві. Основні положення

ДБН В.1.1-12:2014 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво у сейсмічних районах України

ДБН В. 1.2-2 :2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.2-14-2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДБН В.2.1-10:2009 Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування

ДБН В.2.2-1-95 Будинки і споруди. Будівлі і споруди для тваринництва

ДБН В.2.2-7-98 Будинки і споруди. Будівлі і споруди для зберігання мінеральних добрив та засобів захисту рослин

ДБН В.2.2 -12-2003 Будинки і споруди. Будівлі і споруди для зберігання і переробки сільськогосподарської продукції

ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель

ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення

ДБН В.2.6-162:2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення

ДСТУ Б В.2.6-55:2008 Конструкції будинків і споруд. Перемички залізобетонні для будинків із цегляними стінами. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.6-108:2010 Конструкції будинків і споруд. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови (ГОСТ 13579-78, MOD)

ДСТУ Б В.2.6-109:2010 Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови (ГОСТ 13580-85, MOD)

ДСТУ Б В.2.6-112:2010 Конструкції будинків і споруд. Блоки стінові бетонні і залізобетонні для будівель. Загальні технічні умови (ГОСТ 19010-82, MOD)

ДСТУ Б В.2.6-145:2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні умови (ГОСТ 31384:2008, NEQ)

ДСТУ Б В.2.7-16-95 Будівельні матеріали. Матеріали стінові кам'яні. Номенклатура показників якості

ДСТУ Б В.2.7-17-95 Будівельні матеріали. Гравій, щебінь і пісок штучні пористі. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-23-95 Розчини будівельні. Загальні технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-32-95 Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-39-95 (ГОСТ 5578-94) Будівельні матеріали. Щебінь і пісок із шлаків чорної та кольорової металургії для бетонів. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-46:2010 Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ)

ДСТУ Б В.2.7-80:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-94-2000 (ГОСТ 4640-93) Будівельні матеріали. Вата мінеральна. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-97-2000 (ГОСТ 9573-96) Будівельні матеріали. Плити із мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому теплоізоляційні. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-111-2001 Будівельні матеріали. Плити гіпсові для перегородок та внутрішнього облицювання стін. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-137:2008 Будівельні матеріали. Блоки з ніздрюватого бетону стінові дрібні. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-157:2011 (ГОСТ 10832-2009) Будівельні матеріали. Пісок і щебінь перлітові случені. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-164:2008 Будівельні матеріали. Вироби з ніздрюватих бетонів теплоізоляційні. Технічні умови

ДСТУ Б В. 2.7-170:2008 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності

ДСТУ Б В.2.7-221:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Класифікація і загальні технічні умови ДСТУ Б В.2.7-239:2010 Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Методи випробувань (EN 1015-11:1999, NEQ)

ДСТУ Б В.2.7-246:2010 Будівельні матеріали. Камені бортові і стінові з гірських порід. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-248:2011 Матеріали стінові. Методи визначення границь міцності при стиску і згині (ГОСТ 8462-85, MOD)

ДСТУ Б В.2.7-270:2011 Плитки керамічні литі та килими з них. Технічні умови (ГОСТ 18623-82, MOD)

ДСТУ Б В.2.7-282:2011 Плитки керамічні. Технічні умови (EN 14411:2006, NEQ)

ДСТУ Б В.2.7-284:2011 Плитки скляні облицювальні килимово-мозаїчні та килими з них. Технічні умови

ДСТУ 2651: 2005 Сталь вуглецева звичайної якості. Марки

ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ)



ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія

ДСТУ-Н Б В.2.6-XXX:201X<sup>1)</sup> Несучі і огорожувальні конструкції

ДСТУ EN 10080:2009 Сталь для армування бетону. Зварювана арматурна сталь. Загальні технічні умови (EN 10080:2005, IDT)

ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия (Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия)

ГОСТ 7348-81 Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций (Дріт з вуглецевої сталі для армування попередньо напружених залізобетонних конструкцій)

### **3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ**

У цьому стандарті використано терміни та визначення позначених ними понять:

#### **3.1 Терміни, що відносяться до кладки**

##### **3.1.1 *кладка***

Сукупність елементів кам'яної кладки, розташованих у заданому порядку і з'єднаних разом цементним розчином

##### **3.1.2 *неармована кам'яна кладка***

Кладка, в структуру якої включені арматурні елементи у кількості, недостатній для того, щоб задовольняти вимоги, що пред'являються до армованої кам'яної конструкції

##### **3.1.3 *армована кам'яна кладка***

Кладка, в якій знаходяться прутки або сітки, занурені в розчин або бетон, що створює на основі взаємодії всіх компонентів кладки опір впливам

##### **3.1.4 *попередньо напружена кладка***

Кладка, в якій внутрішні напруження стиску створені шляхом попереднього напруження арматури

##### **3.1.5 *анкерна кладка***

Кладка, в якій передбачено анкерування будівельних елементів з залізобетону або арматури в вертикальному і горизонтальному напрямках

##### **3.1.6 *перев'язка кладки***

Розташування елементів кладки в певній послідовності, що забезпечує їх сумісну роботу

#### **3.2 Терміни, що відносяться до міцності кладки**

##### **3.2.1 *характеристична міцність кладки***

Величина міцності кладки з 5 % вірогідністю того, що вона не буде досягнута при проведенні серії випробувань, гіпотетично необмежених у часі. Дана величина в загальному випадку відповідає визначеною квантилем статистичного розподілу результатів, отриманих в серії випробувань конкретної характеристики матеріалу. Номінальну величину використовують як характеристичну величину за певних умов

##### **3.2.2 *міцність кладки на стиск***

Опір кладки стискальним навантаженням без деформацій опорних подушок, без впливу гнучкості та позацентрового навантаження

##### **3.2.3 *міцність кладки на зсув***

Міцність кладки при дії сил зсуву

##### **3.2.4 *міцність кладки на вигин***

Міцність кладки при дії сил чистого вигину

<sup>1)</sup> На розгляді

### **3.2.5 сила зчеплення анкерування**

Сила зчеплення між арматурою і бетоном або будівельним розчином при дії сил стиску або розтягу арматурних елементів

### **3.2.6 зчеплення**

Результат дії будівельного розчину, що опирається зусиллям розтягу і зрізу на поверхнях взаємодії елементів кам'яної кладки

## **3.3 Терміни, що відносяться до елементів кам'яної кладки**

### **3.3.1 елемент кам'яної кладки**

Елемент кладки, що має певну форму і призначений для використання в кам'яних конструкціях

### **3.3.2 елементи кам'яної кладки 1-ї, 2-ї, 3-ї і 4-ї груп**

Групові позначення елементів кам'яної кладки відповідно до процентного співвідношення розмірів і орієнтації отворів в елементах

### **3.3.3 постільна грань**

Верхня або нижня грань елемента кладки, укладеного у відповідному порядку

### **3.3.4 жолобок**

Поглиблення на одній або обох постільних гранях елемента кладки, отримане при його виготовленні

### **3.3.5 порожнина**

Порожнина певної форми в кладці, яка проходить повністю або частково через цеглу або камінь

### **3.3.6 захватна виїмка**

Порожнина певної форми в елементі кладки, що полегшує його захоплення і підйом однією або двома руками, або за допомогою механічних пристроїв

### **3.3.7 внутрішня перегородка**

Твердий матеріал між порожнинами в елементі кладки

### **3.3.8 зовнішня перегородка**

Матеріал між отвором і гранню елемента кладки

### **3.3.9 площа брутто**

Площа поперечного перерізу елемента кладки, що включає площу порожнин, виїмок і різних виступних поверхонь

### **3.3.10 міцність на стиск елементів кам'яної кладки**

Середнє значення міцності на стиск певної кількості елементів кам'яної кладки

### **3.3.11 характеристична міцність на стиск елементів кам'яної кладки**

Міцність на стиск елементів кам'яної кладки

## **3.4 Терміни, що відносяться до будівельного розчину**

### **3.4.1 будівельний розчин**

Суміш одного або декількох неорганічних в'язучих речовин, наповнювачів і води, а також в деяких випадках добавок і домішок, що використовують для улаштування і розшивки швів кладки

### **3.4.2 будівельний розчин загального призначення**

Будівельний розчин, що не має особливих характеристик

### **3.4.3 тонкошаровий будівельний розчин**

Проектний будівельний розчин, що має наповнювач, максимальний розмір якого менше або дорівнює задекларованій чи вказаній величині включень (щебеню)

### **3.4.4 легкий будівельний розчин**

Будівельний розчин з густиною в сухому стані затверділого розчину, яка менше нормованої величини

**3.4.5 будівельний розчин після випробувань з метою підбору складу**

Будівельний розчин, склад і виготовлення якого вибирають з метою досягнення заданих властивостей (експлуатаційних якостей)

**3.4.6 будівельний розчин із заданими властивостями**

Будівельний розчин, приготовлений з дотриманням заданих пропорцій, властивості якого забезпечуються заданими пропорціями складових частин (рецептура)

**3.4.7 заводський будівельний розчин**

Будівельний розчин, віддозований і замішаний на заводі.

**3.4.8 напівфабрикат заводського будівельного розчину**

Заздалегідь дозований будівельний розчин або попередньо замішані компоненти розчину

**3.4.9 заводський підготовлений будівельний розчин**

Будівельний розчин, всі компоненти якого повністю дозовані на заводі, доставлені на будівельний майданчик і тут вже замішані відповідно до вимог і умов виробника

**3.4.10 заздалегідь замішаний будівельний розчин з додаванням вапна і піску**

Будівельний розчин, компоненти якого, дозовані і замішані на заводі, доставлені на будівельний майданчик і тут вже після додавання до них інших компонентів за вказівками заводу (наприклад, цементу), замішані з вапном і піском

**3.4.11 будівельний розчин, що виготовляють на будмайданчику**

Будівельний розчин, складений з окремих компонентів, відміряних і замішаних безпосередньо на будівельному майданчику

**3.4.12 міцність на стиск будівельного розчину**

Усереднене значення міцності на стиск певної кількості зразків будівельного розчину через 28 діб твердіння

**3.5 Терміни, що відносяться до бетону заповнення****3.5.1 бетон заповнення**

Бетон, що використовують для заповнення порожнин і виїмок у кам'яній кладці

**3.6 Терміни, що відносяться до армування****3.6.1 сталь для армування**

Сталева арматура, котру використовують в кладці

**3.6.2 армування горизонтального шва кладки**

Сталева арматура, попередньо виготовлена для укладання в горизонтальний шов кладки

**3.6.3 напружена арматура**

Сталевий дріт, прутки або арматурні пасма, що застосовують у кладці

**3.7 Терміни, що відносяться до допоміжних елементів****3.7.1 ущільнювальна прокладка в перерізі**

Ущільнювальна прокладка, цегла або інший матеріал, що застосовують в цегляних стінах з метою усунення підйому води

**3.7.2 стіновий анкер**

Будівельна деталь для з'єднання обох шарів при двошарових стінах або для з'єднання одного шару з каркасом чи стіною конструкцією

**3.7.3 анкер**

Будівельна деталь для зв'язку елементів кладки з прилеглими будівельними елементами, такими як перекриття та покриття

**3.8 Терміни, що відносяться до розчинових швів****3.8.1 горизонтальний шов кладки**

Шар будівельного розчину між постільними гранями елементів кам'яної кладки

### **3.8.2 стиковий шов (тичковий шов)**

Розчиновий шов, розташований перпендикулярно до горизонтального шва кладки і до граней стіни

### **3.8.3 поздовжній шов**

Вертикальний шов всередині стіни, паралельний граням стіни

### **3.8.4 тонкошаровий шов**

Шов, виконаний із застосуванням тонкого шару будівельного розчину

### **3.8.5 обробка швів**

Обробка верхньої поверхні швів

### **3.8.6 розшивання швів**

Подальше заповнення та обробка верхньої поверхні розчинових швів, коли шви розшивають або залишають відкритими

## **3.9 Терміни, що відносяться до типів стін**

### **3.9.1 несуча стіна**

Стіна, розрахована для сприймання прикладеного навантаження додатково до своєї власної ваги

### **3.9.2 одношарова стіна**

Стіна без внутрішньої порожнини або без безперервного вертикального шва в своїй площині

### **3.9.3 стіна колодязної кладки**

Стіна, що складається з двох паралельних одношарових стінок, які ефективно перев'язані в'язями, або армуванням горизонтальних швів. Простір між стінками (колодязь) або залишений порожнім, або заповнений частково або повністю теплоізоляційним ненесучим матеріалом.

**Примітка.** Стіна, що складається з двох стінок, розділених простором, одна з яких – зовнішня і не підвищує несучу здатність або жорсткість

### **3.9.4 двошарова стіна**

Стіна, що складається з двох паралельних шарів з вертикальним заповненням розчином швом, причому шари з'єднані елементами стіни так, що вони працюють сумісно з вертикальним повністю заповненням розчином швом

### **3.9.5 порожниста стіна з заповненням простором**

Стіна, що складається з двох паралельних стінок з простором між ними, повністю залитим рідким бетоном або цементним розчином, пов'язаних елементами стіни або арматурою горизонтальних швів кладки так, що вони поводяться як одне ціле по відношенню до навантажень

### **3.9.6 одношарова обличкована стіна**

Стіна, елементи обличкування якої зв'язані з цеглою внутрішньої зони стіни так, що вони поводяться як одне ціле по відношенню до навантажень

### **3.9.7 стіна зі смужками розчину з краю постільних швів елементів кладки**

Стіна, в якій елементи кам'яної кладки укладені на двох або більше смужках будівельного розчину, дві з яких знаходяться на зовнішніх краях постільних граней елементів

### **3.9.8 облицювальна стіна**

Зовнішня стіна, яку використовують як обличкування, що не пов'язано з іншими шарами стіни або каркасом і не підсилює їх несучу здатність

### **3.9.9 стіна-діафрагма**

Стіна, що сприймає горизонтальні навантаження

**3.9.10 стіна жорсткості**

Стіна, що встановлена перпендикулярно до іншої стіни в якості опори для сприймання поперечних сил або для її стійкості

**3.9.11 ненесуча стіна**

Стіна, яка не призначена для сприймання навантаження, і яка може бути розібрана без завдання шкоди для несучих конструкцій

**3.10 Інші терміни****3.10.1 штраба**

Лінійне послаблення в стіні

**3.10.2 ніша**

Ненаскрізне поглиблення, виконане на зовнішній чи внутрішній поверхні стіни

**3.10.3 рідкий розчин**

Рідка суміш цементу, піску і води, що використовується для заливки невеликих виїмок або порожнин

**3.10.4 деформаційний шов**

Шов, що допускає вільні переміщення в площині стіни

**4 ПЕРЕЛІК ПОЗНАК, ВИКОРИСТАНИХ У ЦЬОМУ СТАНДАРТІ**

Таблиця 4.1

Відповідно до даного стандарту	Відповідно до СНиП II-22-81	Пояснення познач та скорочень, одиниці вимірювання
<b>Літери латинського алфавіту</b>		
$A_s$	$A_s$	площа перерізу арматури;
$A_k$	$A_k$	площа перерізу кладки;
$A$	$A$	розрахункова площа перерізу елемента; площа перерізу полиці (ділянки поздовжньої стіни, що враховують в розрахунку); поперечний переріз перемички; сумарна площа перерізу кладки і залізобетонних елементів в опорному вузлі в межах контуру стіни або стовпа, на які покладені елементи;
$A_c$	$A_c$	площа стиснутої частини перерізу при прямокутній епюрі напружень; площа зминання, на яку передається навантаження;
$A_{ef}$	$A_n$	розрахункова площа перерізу нетто: площа нетто горизонтального перерізу стіни; площа горизонтального перерізу настилу, ослаблена порожнинами, на довжині опирання настилу на кладку (сумарна площа перерізу ребер);
$A_{red}$	$A_{red}$	площа приведенного перерізу;
$A_{c,red}$	$A_{c,red}$	площа стиснутої частини приведенного перерізу;
$A_{st}$	$A_{st}$	переріз арматури;
$A_b$	$A_b$	площа бруто горизонтального перерізу стіни; сумарна площа опирання залізобетонних елементів у вузлі;
$E_0$	$E_0$	модуль пружності (початковий модуль деформацій) кладки;

## Продовження таблиці 4.1

Відповідно до даного стандарту	Відповідно до СНиП II-22-81	Пояснення познач та скорочень, одиниці вимірювання
E	E	модуль деформацій кладки;
$E_b$	$E_b$	початковий модуль пружності бетону;
$E_s$	$E_s$	модуль пружності сталі;
D	D	понижувальний коефіцієнт, що враховує крихкість руйнування; тощо
$D_1$	$D_1$	перехідний коефіцієнт від розрахункового опору до границі міцності кладки;
G	G	модуль зсуву кладки;
H	H	відстань між перекриттями або іншими горизонтальними опорами; висота поверху;
$H_1$	$H_1$	висота верхньої ділянки стіни; висота над верхньою межею рандбалки;
$H_0$	$H_0$	висота еквівалентного за жорсткістю рандбалки умовного пояса кладки;
I	I	момент інерції перерізу стін щодо осі, що проходить через центр ваги перерізу стін у плані;
$I_s$	$I_s$	момент інерції перерізу сталеві рандбалки;
L	L	розмір перерізу елементів при розрахунку на зминання відповідно до схем рисунка 8.1 ж;
$M_{Ed}$	M	розрахунковий згинальний момент; найбільший згинальний момент від розрахункових навантажень; момент від характеристичних навантажень, який буде прикладено після нанесення на поверхню кладки штукатурних або плиткових покриттів; згинальний момент від розрахункових навантажень на рівні перекриття або покриття в місцях опирання їх на стіну на ширині, що дорівнює відстані між анкерами;
N	N	розрахункова поздовжня сила; розрахункова осьова сила при розтягу; поздовжня сила від характеристичних навантажень, яка буде прикладена після нанесення на поверхню кладки штукатурних або плиткових покриттів; розрахункова нормальна сила в рівні розташування анкера на ширині, що дорівнює відстані між анкерами; опорна реакція рандбалки від навантажень, розташованих у межах її прольоту і довжини опори, за вирахуванням власної ваги рандбалки;
$N_g$	$N_g$	розрахункова поздовжня сила від тривалих навантажень;
$N_c$	$N_c$	поздовжня стискальна сила від місцевих навантажень;
$N_{Ed}$	$N_{cc}$	розрахункова несуча здатність;
	$N_s$	розрахункове зусилля в анкері;

Продовження таблиці 4.1

Відповідно до даного стандарту	Відповідно до СНиП II-22-81	Пояснення познач та скорочень, одиниці вимірювання
$V_{Ed}$	$Q$	розрахункова поперечна сила; розрахункова поперечна сила від горизонтального навантаження в середині висоти поверху; розрахункова поперечна сила від горизонтального навантаження, сприйнята поперечною стіною на рівні перекриття, примикає до досліджуваних перемичок; розрахункове навантаження від ваги балки та доданих до неї навантажень;
$f_b$	$R$	розрахунковий опір стиску кладки;
$f_k$	-	характеристика на міцність кладки на стик відповідно до ДБН В.2.6-162:2010 додаток Р таблиця 14;
$f_{k1}$	$R_k$	розрахунковий опір стиску віброцегляної кладки на важких розчинах;
$f_{xk1}$	$R_t$	розрахунковий опір кладки розтягу;
$f_{xd2}$	$R_{tb}$	розрахунковий опір розтягу при згині;
$f_{xd}$	$R_{td}$	розрахунковий опір розтягу при вигині кладки;
$f_u$	$R_u$	середня границя міцності кладки на стиск;
$f_{ub}$	$R_{ub}$	міцність цегли при вигині;
$f_g$	$R_g$	тривалий опір кладки в часі;
$f_{vd}$	$R_{tw}$	розрахунковий опір кладки головним розтягувальним напруженням;
$f_{sq}$	$R_{sq}$	розрахунковий опір при зрізі кладки;
$f_{ud}$	$R_s$	розрахунковий опір поперечної арматури;
$f_{sku}$	$R_{sku}$	тимчасовий опір (середня границя міцності) стиску армованої кладки з цегли або каменів;
$f_{yk}$	$R_{sn}$	характеристичний опір арматури в армованій кладці;
$f_{dc}$	$R_c$	розрахунковий опір кладки при зминанні;
$f_{bi}$	$R_i$	розрахунковий опір будь-якого іншого шару стіни;
$f_{bsk}$	$R_{sk}$	розрахунковий опір кладки з сітчастим армуванням при осьовому центральному стиску;
$f_{d1}$	$R_1$	розрахунковий опір стиску неармованої кладки в аналізований термін твердіння розчину;
$f_{d2,5}$	$R_{2,5}$	розрахунковий опір кладки при марці розчину 2,5;
$f_{skb}$	$R_{skb}$	розрахунковий опір армованої кладки при стиску;
$f_{stq}$	$R_{stq}$	розрахунковий опір сколюванню кладки, армованої поздовжньою арматурою в горизонтальних швах;
$f_{cd}$	$R_b$	розрахунковий опір бетону осьовому стиску;
$S_0$	$S_0$	статичний момент частини перерізу, що знаходиться по одну сторону від осі, що проходить через центр ваги перерізу;
$S$	$S$	довжина ділянки епюри розподілу тиску в кожную сторону від межі опори;

Продовження таблиці 4.1

Відповідно до даного стандарту	Відповідно до СНиП II-22-81	Пояснення познач та скорочень, одиниці вимірювання
$S_1$	$S_1$	довжина ділянки розподілу трикутної епюри тиску над крайніми опорами рандбалок, а також над опорами однопрогонових рандбалок від грані опори;
$T$	$T$	зсувне зусилля в межах одного поверху; перерізуючі зусилля в перемичках;
$V_s$	$V_s$	об'єм арматури;
$V_k$	$V_k$	об'єм кладки;
$W$	$W$	момент опору перерізу кладки при пружній її роботі;
$a, b, c, c_1, h$	$a, b, c, c_1, h$	геометричні розміри перерізу елементів при розрахунку на зминання відповідно до схем рисунка 7.8
$a$	$a$	глибина закладення балки в кладку; довжина опори (ширина простінки);
$a_1$	$a_1$	довжина опорної ділянки рандбалки;
$b$	$b$	ширина стиснутої полиці або товщина стінки таврового перерізу в залежності від напрямку ексцентриситету; фактична ширина шару при розрахунку багат шарових стін; ширина перерізу елемента; ширина полиць балки
$b_c$	$b_c$	ширина балки
$b_{red}$	$b_{red}$	приведена ширина шару
$c$	$c$	розмір квадратної чарунки сітки; відстань від точки прикладання сили $V_{ed}$ до площини стіни;
$c_b, c_h$	$c_b, c_h$	відстань від точки прикладання сили $V_{ed}$ до найближчих меж прямокутного перерізу елемента;
$e_0$	$e_0$	ексцентриситет дії розрахункового навантаження; ексцентриситет розрахункової сили відносно середини закладення;
$e_{0g}$	$e_{0g}$	ексцентриситет тривалих навантажень;
$e_b, e_h$	$e_b, e_h$	ексцентриситети при косому позацентровому стиску прямокутного перерізу елемента відповідно до сторін;
$g$	$g$	коефіцієнт, що залежить від величини площі опирання залізобетонних елементів у вузлі;
$h$	$h$	менший розмір прямокутного перерізу; менша сторона прямокутного перерізу стовпа; товщина стіни; висота перерізу; товщина поперечної стіни; висота перемички на просвіт;
$h_{c1}, h_{c2}$	$h_{c1}, h_{c2}$	висоти стиснутої частини елементів в перетинах з максимальними згинальними моментами;
$h_{red}$	$h_{red}$	умовна товщина стін, стовпів складного перерізу;
$h_0$	$h_0$	відстань від стиснутого краю перерізу стіни до осі анкера (розрахункова висота перерізу);



Продовження таблиці 4.1

Відповідно до даного стандарту	Відповідно до СНиП II-22-81	Пояснення познач та скорочень, одиниці вимірювання
$h_c$	$h_c$	висота стиснутої частини поперечного перерізу $A_c$ в площині дії згинального моменту;
$h_{tot}$	$h_{tot}$	змінна величина висоти перерізу елемента з однозначною епюрою згинальних моментів;
$i$	$i$	найменший радіус інерції перерізу елемента; радіус інерції стін, стовпів складного перерізу;
$i_c$	$i_c$	радіус інерції стиснутої частини поперечного перерізу $A_c$ в площині дії згинального моменту;
$i_b, i_h$	$i_b, i_h$	радіуси інерції при косому позацентровому стиску прямокутного перерізу елемента відповідно до сторін;
$i_{c1}, i_{c2}$	$i_{c1}, i_{c2}$	радіуси інерції стиснутої частини елементів в перерізах з максимальними згинальними моментами;
$k$	$k$	поправочні коефіцієнти;
$k_p$	$k_p$	коефіцієнт для стовпів;
$l_0$	$l_0$	розрахункова висота (довжина) стін і стовпів;
$l_{01}$	$l_{01}$	розрахункова висота верхньої ділянки стіни;
$l$	$l$	довжина поперечної стіни в плані; проліт перемички на просвіт; вільна довжина стіни;
$l_c$	$l_c$	основа трикутної епюри розподілу над крайніми опорами рандбалок, а також над опорами однопрогонових рандбалок;
$m$	$m$	коефіцієнт використання міцності шару, до якого приводиться переріз при розрахунку багат шарової стіни;
$m_g$	$m_g$	коефіцієнт, що враховує вплив тривалого впливу навантаження;
$m_i$	$m_i$	коефіцієнт використання міцності будь-якого іншого шару стіни;
$n$	$n$	емпіричний коефіцієнт, який використовують при розрахунку на зріз;
$\rho$	$\rho$	коефіцієнт, що залежить від типу порожнин в залізобетонному елементі;
$s$	$s$	відстань між сітками по висоті;
$v$	$v$	коефіцієнт нерівномірності дотичних напружень в перерізі;
$y$	$y$	відстань від центра ваги перерізу елемента в бік ексцентриситету до його стиснутого краю; відстань від осі поздовжньої стіни до осі, що проходить через центр ваги перерізу стін у плані;
$y_b, y_h$	$y_b, y_h$	відстані від центра ваги елемента прямокутного перерізу до його краю в бік ексцентриситету відповідно до сторін при косому позацентровому стиску;
$z$	$z$	плече внутрішньої пари сил

Кінець таблиці 4.1

Відповідно до даного стандарту	Відповідно до СНиП II-22-81	Пояснення познач та скорочень, одиниці вимірювання
<b>Літери грецького алфавіту</b>		
$\alpha$	$\alpha$	пружна характеристика кладки;
$\alpha_{red}$	$\alpha_{red}$	приведена пружна характеристика кладки; приведений коефіцієнт температурного розширення
$\alpha_{sk}$	$\alpha_{sk}$	пружна характеристика кладки з сітчастим армуванням;
$\alpha_t$	$\alpha_t$	коефіцієнт лінійного розширення кладки;
$\alpha_1, \alpha_2$	$\alpha_1, \alpha_2$	пружні характеристики шарів кладки в багат шаровій стіні і відповідно до їх товщини;
$\beta$	$\beta$	відношення висоти поверху до товщини стіни чи меншої сторони прямокутного перерізу стовпа;
$\gamma$	$\gamma$	густина;
$\gamma_c$	$\gamma_c$	коефіцієнт умов роботи кладки;
$\gamma_{cl}$	$\gamma_{cl}$	коефіцієнт умов роботи для зимової кладки;
$\gamma_{cs}$	$\gamma_{cs}$	коефіцієнт умов роботи арматури;
$\gamma_m$	-	коефіцієнт надійності за матеріалами, включаючи невизначеності, що вносяться геометричним чинником і моделюванням
$\gamma_n$	$\gamma_n$	коефіцієнт надійності за відповідальністю визначається згідно з 7.64 за табл. 5 ДБН В.1.2-14
$\gamma_r$	$\gamma_r$	коефіцієнт умов роботи кладки при розрахунку за розкриттям тріщин;
$\gamma_{csl}$	$\gamma_{csl}$	коефіцієнт умов роботи сітчастої арматури при розрахунку кладки в стадії відтавання;
$\epsilon$	$\epsilon$	відносна деформація кладки;
$\epsilon_u$	$\epsilon_u$	гранична відносна деформація;
$\lambda_h, \lambda_i$	$\lambda_h, \lambda_i$	гнучкість елементів відповідно до прямокутного перерізу і перерізу довільної форми;
$\lambda_{h1c}, \lambda_{h2c}$	$\lambda_{h1c}, \lambda_{h2c}$	гнучкості стиснутої частини елементів в перерізах з максимальними згинальними моментами;
$\mu$	$\mu$	відсоток армування сітчастою арматурою кладки за об'ємом; відсоток армування по вертикальному перерізу стіни; коефіцієнт тертя;
$\nu$	$\nu$	коефіцієнт, що враховує вплив повзучості кладки;
$\zeta_1$	$\zeta_1$	коефіцієнт, що залежить від матеріалу кладки і місця прикладання навантаження;
$\sigma$	$\sigma$	напруження в кладці, за якого визначають $\epsilon$ ;
$\sigma_0$	$\sigma_0$	середнє напруження стиснення при найменшому розрахунковому навантаженні, що визначають з коефіцієнтом перевантаження 0,9;
$\sigma_c$	$\sigma_c$	максимальне напруження над опорою рандбалки;

Відповідно до даного стандарту	Відповідно до СНиП II-22-81	Пояснення познач та скорочень, одиниці вимірювання
$\varphi$	$\varphi$	коефіцієнт поздовжнього вигину;
$\varphi_c$	$\varphi_c$	коефіцієнт поздовжнього вигину стиснутої частини перерізу елемента;
$\varphi_1$	$\varphi_1$	коефіцієнт поздовжнього вигину при позацентровому стиску елемента;
$\psi$	$\psi$	коефіцієнт повноти епюри тиску від місцевого навантаження;
$\omega$	$\omega$	коефіцієнт, що визначає повноту епюри

## 5 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

**5.1** Цей стандарт розроблено у розвиток ДБН В.2.6-162. Він містить методи розрахунку і проектування будівель і споруд з кам'яних матеріалів.

При проектуванні кам'яних і армокам'яних конструкцій враховують вимоги чинної нормативно-технічної документації.

Цей стандарт відноситься, зокрема, до проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій будівель і споруд, що піддаються динамічним впливам, а також призначених для будівництва в сейсмічних районах, в умовах дії агресивного середовища, систематичних технологічних температур вище ніж 100 °С, в зонах розповсюдження просідаючих і набухаючих фунтів і на підроблюваних територіях до проектування спеціальних видів кам'яних конструкцій (транспортних і гідротехнічних споруд, димових труб, колекторів тощо).

**5.2** При проектуванні кам'яних і армокам'яних конструкцій рекомендовано застосовувати наступні конструктивні рішення, вироби і матеріали:

а) зовнішні стіни з: порожнистих керамічних і бетонних каменів і цегли; полегшеної цегляної кладки з плитним утеплювачем або засипанням з пористих заповнювачів; суцільних каменів і блоків з бетону на пористих заповнювачах, поризованих і ніздрюватих бетонів. Застосування суцільної кладки з повнотілої глиняної або силікатної цегли для зовнішніх стін приміщень із сухим і нормальним вологісним режимом допускають тільки за необхідності забезпечення їх міцності:

б) стіни з панелей і великих блоків, виготовлених з бетонів різних видів, а також з цегли або каменів;

в) цегла і камені марок за міцністю на стиск 7,5 і більше;

г) місцеві природні кам'яні матеріали;

д) розчини з протиморозними хімічними добавками для зимової кладки.

**Примітка.** За відповідного обґрунтування допускають застосовувати конструктивні рішення, вироби і матеріали, не передбачені цим пунктом.

Застосування силікатних цегли, каменів і блоків; каменів і блоків з ніздрюватих бетонів; саману і керамічних каменів; глиняної цегли напівсухого пресування допускають для зовнішніх стін приміщень з вологим режимом за умови нанесення на їх

внутрішні поверхні пароізоляційного покриття. Застосування зазначених матеріалів для стін приміщень з мокрим режимом, а також для зовнішніх стін підвалів і цоколів не допускають. Вологісний режим приміщень приймають у відповідності з ДБН В.2.6-31.

Міцність і стійкість конструкцій і їх елементів забезпечують при зведенні і експлуатації, а також при транспортуванні і монтажі елементів збірних конструкцій.

При розрахунку конструкцій враховують коефіцієнти надійності  $\gamma_n$ .

При проектуванні будинків і споруд передбачають заходи, що забезпечують можливість зведення їх в зимових умовах.

**5.3** В проектах будинків і споруд рекомендовано приймати варіанти конструктивних рішень стін з урахуванням застосування виробів та матеріалів згідно з 5.2.

Кам'яні конструкції проектують з найбільш повним використанням їх несучої здатності і максимальним застосуванням місцевих будівельних матеріалів, застосування суцільної цегляної кладки для зовнішніх стін з повнотілої цегли рекомендовано згідно з 5.2а.

Щоб уникнути потовщення найбільш навантажених стін і стовпів, де це необхідно відповідно до міцності конструкцій, застосовують цеглу марок 150 і вище або підсилення простінків і стовпів сітчастим армуванням або залізобетоном (комплексні конструкції).

Вибір оптимальних конструкцій проводять на підставі наведених витрат з урахуванням вартості матеріалів, трудових витрат, транспорту, а також експлуатаційних витрат, віддаючи перевагу індустріальним віброцегляним конструкціям.

**5.4** Проектами в необхідних випадках передбачають захист кам'яних і армокам'яних конструкцій від механічних впливів, а також від впливу вологості або агресивного середовища (захисні покриття виступних і особливо частин стін, що сильно піддаються зволоженню і зовнішнім впливам, обличкування, пароізоляційні та гідроізоляційні шари тощо).

Передбачають також захист від корозії сталевих анкерів, закладних і з'єднувальних деталей.

**5.5** Крім розрахунку конструкцій закінченої будівлі в умовах їх спільної роботи з іншими елементами будинку, перевіряють розрахунком міцність і стійкість стін та інших конструкцій незакінченої будівлі в процесі зведення цих конструкцій. Якщо за розрахунком стійкість зазначених конструкцій виявляють недостатньою, передбачають тимчасові кріплення до перекриттів або інших конструкцій, що забезпечують їх стійкість.

**5.6** При перевірці міцності і стійкості стін, стовпів, карнизів та інших елементів у період зведення будівель слід враховувати, що елементи перекриттів (балки, плити тощо) укладають при виконанні кладки.

Якщо умови зведення запроектованих конструкцій вимагають особливої послідовності робіт, витримування кладки або спеціальних конструктивних заходів, тимчасових кріплень тощо, про це на кресленнях роблять спеціальні вказівки.

**5.7** При зведенні конструкцій, розрахункова несуча здатність яких використовується більше ніж на 80 %, проводять систематичний контроль міцності цегли (каменів) і розчину.

## **6 ВИМОГИ ДО МАТЕРІАЛІВ І ВИРОБІВ ЗГІДНО З ВІДПОВІДНИМ ДСТУ**

### **6.1 Загальні вимоги**

**6.1.1** Для зведення кам'яних і армокам'яних конструкцій застосовують штучні та природні кам'яні матеріали у вигляді цегли, каменів, дрібних і великих блоків і панелей, а також обличкувальні і теплоізоляційні матеріали, будівельний розчин, бетон і арматуру.

**6.1.2** Штучні та природні кам'яні матеріали, а також бетони, що застосовують для виготовлення каменів, дрібних і великих блоків, рекомендовано приймати такими, що задовольняють вимоги ДСТУ Б В.2.7-16 у частині, що стосується густини, міцності, морозостійкості та інших показників якості.

**6.1.3** Проектні марки за морозостійкістю кам'яних матеріалів для зовнішньої частини стін (на товщину 12 см) і для фундаментів (на всю товщину), що зводять у всіх будівельно-кліматичних зонах, в залежності від передбачуваного строку служби конструкцій, але не менше ніж 100, 50 і 25 років, наведено в таблиці 6.1.

**Примітка.** Проектні марки за морозостійкістю встановлюють тільки для матеріалів, з яких зводять верхню частину фундаментів (до половини розрахункової глибини промерзання ґрунту, яку визначають у відповідності з ДБН В.2.1-10.

**6.1.4** Кам'яні матеріали, що постачають на будівництво, супроводжуються заводськими паспортами, які містять відомості про границю міцності (марки) і морозостійкості, а для легких і теплоізоляційних матеріалів - їх густину. За відсутності паспорта будівельна організація до застосування цих матеріалів проводить випробування відповідно до ДСТУ Б В.2.7-248.

### **6.2 Цегла та камені керамічні**

Цеглу виготовляють повнотілою або порожнистою, з вертикальними порожнинами, а керамічні камені тільки порожнистими відповідно до ДСТУ Б В.2.7-61. Застосування порожнистих цегли і каменів у зовнішніх стінах підвищує їх опір теплопередачі і дозволяє зменшити товщину стін. Щоб уникнути заповнення наскрізних порожнин розчином, їх ширину приймають не більше ніж 12 мм, а діаметр круглих порожнин становить менше ніж 16 мм. Могуть бути застосовані порожнини більших розмірів за умови виконання необхідних випробувань.

### **6.3 Цегла та камені силікатні**

Цегла та камені силікатні відповідно до ДСТУ Б В.2.7-80 мають такі ж розміри, як і керамічні. Силікатну цеглу товщиною 65 мм виготовляють повнотілою, а потовщену цеглу - порожнистою або повнотілою з пористими заповнювачами. Силікатні камені виготовляють тільки порожнистими з вертикальними круглими порожнинами діаметром від 30 мм до 32 мм, замкнутими з верхнього боку. При застосуванні силікатних цегли і каменів враховують рекомендації 5.2.

### **6.4 Цегла та камені керамічні та силікатні лицьові**

Цегла та камені лицьові відповідно до ДСТУ Б В.2.7-61 і ДСТУ Б В.2.7-80 застосовують для обличкування зовнішніх стін будівель і споруд, що виконують одночасно з кладкою. Виготовляють цеглу та каміння з гладкою або рельєфною лицьовою поверхнею, природного кольору або забарвленими в масі шляхом введення в сировинні матеріали різних добавок.

Таблиця 6.1

Вид конструкцій	Значення F при передбачуваному строку служби конструкцій, років		
	100	50	25
1. Зовнішні стіни або їх облицювання в будівлях з вологісним режимом приміщень:			
а) сухим і нормальним	25	15	15
б) вологим	35	25	15
в) мокрим	50	35	25
2. Фундаменти і підземні частини стін:			
а) з цегли глиняної пластичного пресування	35	25	15
б) з природного каменю	25	15	15
<p><b>Примітка 1.</b> Марки за морозостійкістю каменів, блоків і панелей, виготовлених з бетонів всіх видів, приймають відповідно до норм на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій.</p> <p><b>Примітка 2.</b> Марки за морозостійкістю, наведені в табл. 6.1, для всіх будівельно-кліматичних зон, крім зазначених у 6.1.3 цього стандарту, можуть бути знижені для кладки з глиняної цегли пластичного пресування на один щабель, але не нижче F 10 в наступних випадках:</p> <p>а) для зовнішніх стін приміщень з сухим і нормальним вологісним режимом (позиція 1а), захищених із зовнішнього боку облицюваннями товщиною не менше ніж 35 мм, що задовольняють вимоги за морозостійкістю, наведеними у таблиці 6.1, морозостійкість лицьової цегли та керамічного каменю приймають не менше F 25 для всіх строків служби конструкцій;</p> <p>б) для зовнішніх стін з вологим і мокрим режимом приміщень, захищених з внутрішньої сторони гідроізоляційними або пароізоляційними покриттями;</p> <p>в) для фундаментів і підземних частин стін будівель з тротуарами чи вимощеннями, що зводять в маловологих ґрунтах, якщо рівень ґрунтових вод нижче планувальної позначки землі на 3 м і більше.</p> <p><b>Примітка 3.</b> Марки за морозостійкістю для облицювань товщиною менше 35 мм підвищують на один ступінь, але не вище F 50.</p> <p><b>Примітка 4.</b> Марки за морозостійкістю кам'яних матеріалів, наведені в поз. 2, що застосовують для фундаментів і підземних частин стін, підвищують на один ступінь, якщо рівень ґрунтових вод нижче планувальної позначки землі менше ніж на 1 м.</p> <p><b>Примітка 5.</b> Марки каменю за морозостійкістю для кладки відкритих конструкцій, а також конструкцій споруд, що зводять в зоні змінного рівня ґрунтових вод (підпірні стіни, резервуари, водозливи, бортові камені тощо), приймають за нормативними документами.</p> <p><b>Примітка 6.</b> Вимоги випробування на морозостійкість не пред'являють до природних кам'яних матеріалів, які на досвіді минулого будівництва показали достатню морозостійкість в аналогічних умовах експлуатації.</p>			

### 6.5 Камені бетонні стінові

Камені бетонні стінові, суцільні і порожнисті, лицьові і рядові виготовляють з важких і легких бетонів на цементних в'язучих. Застосовують їх для несучих і огорожувальних конструкцій будівель різного призначення.

### **6.6 Блоки з ніздрюватих бетонів стінові дрібні**

Блоки з ніздрюватих бетонів стінові дрібні (ДСТУ Б В.2.6-112) застосовують для кладки стін будівель різного призначення з нормальним температурно-вологісним режимом. Застосування блоків у зовнішніх стінах приміщень з вологим режимом допускають за умови нанесення на внутрішні поверхні стін пароізоляційного покриття. Застосовувати блоки для зовнішніх стін приміщень з мокрим режимом, а також для стін підвалів і цоколів не допускають (див. 5.2).

### **6.7 Блоки для стін бетонні**

Блоки стінові бетонні, виготовлені з важкого бетону, легкого бетону на пористих заповнювачах, щільного силікатного бетону і автоклавного ніздрюватого бетону відповідно до ДСТУ Б В.2.6-112, застосовують для зовнішніх і внутрішніх стін будівель різного призначення. Застосування блоків з ніздрюватого бетону не допускають для стін приміщень при середньо- і сильноагресивному ступенях впливу середовища на конструкції.

### **6.8 Камені стінові з гірських порід**

Камені стінові з гірських порід (ДСТУ Б В.2.7-246) призначені для кладки стін, перегородок та інших частин будівель і споруд. Масу одного каменя приймають не більше ніж 40 кг.

### **6.9 Панелі та блоки стінові з цегли і керамічних каменів**

Панелі та блоки стінові з цегли і керамічних каменів застосовують при будівництві будівель різного призначення. При виготовленні панелей і блоків з цегли та каменів рекомендовано передбачати віброущільнення.

### **6.10 Блоки бетонні для стін підвалів**

Блоки бетонні для стін підвалів (ДСТУ Б В.2.6-108) суцільні і порожнисті виготовляють з важкого бетону і керамзитобетону з густиною (у висушеному до постійної ваги стані) не менше 1800 кг/м<sup>3</sup>. Суцільні блоки застосовують для фундаментів.

### **6.11 Плити стрічкових фундаментів залізобетонні**

Плити стрічкових фундаментів залізобетонні (ДСТУ Б В.2.6-109) виготовляють з важкого бетону.

### **6.12 Фасадні вироби**

Для облицювання зовнішніх стін цегляних будинків застосовують лицьову цеглу і камені, перев'язані з її внутрішньою частиною тичковими рядами згідно з 6.4. Для кладки пасків, карнизів і інших архітектурних деталей можуть застосовуватися профільна лицьова цегла і лицьове каміння.

Для облицювання фасадів будівель застосовують також бетонні і залізобетонні плити, виготовлені з важкого цементного або силікатного бетону.

Облицювання фасадів будівель виконують також плитами з природного каменю, які виготовляють шляхом розпилування блоків, що добувають з гірських порід.

Облицювальні плити з мармуру, граніту, базальту і деяких інших видів природного каменю застосовують в установленому порядку для обробки монументальних будівель і споруд, до яких висувають високі архітектурні або спеціальні вимоги.

### **6.13 Килимові личкувальні матеріали**

Для облицювання цегляних і керамічних панелей і великих блоків застосовують керамічні або скляні личкувальні плитки, наклеєні лицьовою поверхнею на паперовій основі, які використовують при виготовленні панелей і блоків у вигляді килимів (ДСТУ Б В.2.7-282 і ДСТУ Б В.2.7-284).

#### **6.14 Плитки керамічні фасадні**

Плитки керамічні фасадні з глазурованою і неглазурованою лицьовою поверхнею, гладкі і з рельєфною поверхнею (ДСТУ Б В.2.7-282 і ДСТУ Б В.2.7-270) виготовляють з глини (з добавками і без них) методом пресування або лиття з подальшим їх випалюванням. Плитки застосовують для облицювання зовнішніх цегляних стін будівель, а також будинків з використанням панелей і цегляних блоків.

Керамічні плитки спеціального призначення застосовують для облицювання цоколів будівель, підземних переходів та інших будівельних елементів, що знаходяться в несприятливих умовах експлуатації.

#### **6.15 Перемички залізобетонні для будівель з цегляними стінами**

Перемички залізобетонні (ДСТУ Б В.2.6-55) застосовують для перекриття віконних і дверних прорізів у стінах цегляних будинків

#### **6.16 Панелі гіпсобетонні для перегородок**

Панелі гіпсобетонні для перегородок, виготовлені з бетону на гіпсовому в'язучому, армовані дерев'яними каркасами, застосовують для влаштування ненесучих перегородок в будівлях різного призначення з сухим, нормальним і вологим режимом приміщень.

#### **6.17 Бетон і арматура**

Для армування кам'яних конструкцій застосовують сталеву арматуру, що відповідає вимогам ДСТУ 3760 і ГОСТ 5781; для сітчастого армування - арматуру класів А240С і Вр-I; для поздовжньої і поперечної арматури, анкерів та зв'язувальних елементів - арматуру класів А240С, А400С, А500С, В500 і Вр-I згідно з ДСТУ EN 10080.

#### **6.18 Розчини будівельні для кам'яних кладок і монтажу великоблочних та великопанельних стін**

**6.18.1** Марки розчинів в МПа, які рекомендовано для застосування при зведенні стін, за міцністю на стиск - 0,4, 1, 2,5, 5, 7,5, 10, 15, 20. Марку розчину визначають випробуванням на стиск зразків-кубів розміром 70,7×70,7×70,7 мм або половинок балочок розміром 40×40×160 мм, отриманих після випробування їх на вигин у віці 28 днів за температури твердіння (20 ± 2) °С. Виготовлення, витримування та випробування зразків проводять за ДСТУ Б В.2.7-239. Тимчасові опори (границя міцності) при стиску, зумовлені випробуванням зразків-кубів або половинок балочок, приймають однаковими. При термінах і умовах твердіння розчинів, що відрізняються від прийнятих в ДСТУ Б В.2.7-239 (віброцегляні панелі і великі блоки з цегли та каменів, що піддають тепловій обробці, кладка в ранньому або тривалому віці, зимова кладка тощо), границю міцності розчину при стиску (тимчасовий опір) встановлюють лабораторними випробуваннями (таблиця 6.2).

**6.18.2** Міцність розчину залежить від температури твердіння. За температури твердіння, що відрізняється від (20 ± 2) °С, міцність розчину, %, у віці 28 діб приймають згідно з таблицею 6.2.



Таблиця 6.2

Вік розчину, днів	Міцність розчину, %, за температури твердіння, °С										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	1	4	6	10	13	18	23	27	32	38	43
2	3	8	12	18	23	30	38	45	54	63	76
3	5	11	18	24	33	47	49	58	66	75	85
5	10	19	28	37	45	54	61	70	78	85	95
7	15	25	37	47	55	64	72	79	87	94	99
10	23	35	48	58	68	75	82	89	95	100	—
14	31	45	60	71	80	85	92	96	100	—	—
21	42	58	74	85	92	96	100	103	—	—	—
28	52	68	83	96	100	104	—	—	—	—	—

**Примітка 1.** Дані таблиці відносяться до розчинів, що твердіють при відносній вологості повітря (50-60) %.

**Примітка 2.** При застосуванні розчинів, виготовлених на шлакопортландцементі і пуцолановому портландцементі, рекомендовано враховувати уповільнення наростання їх міцності за температури твердіння нижче ніж 15 °С. Величину міцності цих розчинів визначають множенням значень, наведених у таблиці 6.2, на коефіцієнти: 0,3 - за температури твердіння 0 °С; 0,7 - при 5 °С; 0,9 - при 9 °С і 1,0- при 15 °С і вище.

**Примітка 3.** Для проміжних значень температури твердіння та віку розчину міцність його визначають інтерполяцією.

**Примітка 4.** Розчини за густиною (у сухому стані) поділяють на важкі - густиною 1500 кг/м<sup>3</sup> і легкі - густиною менше 1500 кг/м<sup>3</sup>. Важкі розчини виготовляють із застосуванням щільних, а легкі - пористих заповнювачів.

## 7 ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ НЕАРМОВАНОЇ ТА АРМОВАНОЇ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ

### 7.1 Основні положення

**7.1.1** Кам'яна кладка є неоднорідним тілом, що складається з каменів і швів, заповнених розчином. Цим обумовлюються такі особливості її роботи: при стиску кладки зусилля передається нерівномірно внаслідок місцевих нерівностей і неоднакової густини окремих ділянок затверділого розчину. В результаті камені піддаються не тільки стиску, але також вигину і зрізу.

**7.1.2** Характер руйнування кладки і ступінь впливу численних факторів на її міцність пояснюють особливостями її напруженого стану при стиску. Руйнування звичайної цегляної кладки при стиску починається з появи окремих вертикальних тріщин, як правило, над і під вертикальними швами, що пояснюють явищами вигину і зрізу каменю, а також концентрацією розтягувальних напружень над цими швами.

**7.1.3** Перші тріщини в цегляній кладці з'являються при навантаженнях, менших руйнівних, причому зазвичай відношення  $m = N_{cr} : N_u$  тим менше, чим слабкіше розчин ( $N_{cr}$  - навантаження, відповідне моменту появи тріщин;  $N_u$  - руйнівне навантаження).

Так, наприклад, для кладок на розчинах марок:

5,0 і вище  $m = 0,7 - 0,8$

1,0 і 2,5  $m = 0,6 - 0,7$

0,4  $m = 0,4 - 0,6$

при міцності розчину 0 і 0,2 МПа  $m = 0,4 - 0,6$

Момент появи перших тріщин залежить від якості виконання горизонтальних швів і густини застосовуваного розчину. При нерівних швах і розчинах малої густини (наприклад, з заповнювачем у вигляді легкого піску) величина може бути менше наведених значень.

У кладках з великорозмірних виробів (наприклад, з деяких видів високопорожнистих керамічних каменів, блоків і каменів з пористого бетону) настає крихке руйнування, перші тріщини з'являються при навантаженнях 0,85-1 від руйнівних.

**7.1.4** На міцність кладки при стиску впливають такі чинники: міцність каменю; розміри каменю; правильність форми каменю; наявність порожнин у порожнистих каменях; міцність розчину; легкоукладальність (рухливість) розчину; пружно-пластичні властивості (деформативність) затверділого розчину; якість кладки; перев'язка кладки; зчеплення розчину з каменем, ступінь заповнення розчином вертикальних швів кладки.

Міцність каменю і розчину, розміри і форма каменю мають вирішальне значення для міцності кладки.

Великий вплив на міцність кладки чинить опір цегли розтягу і вигину. Тому державний стандарт встановлює вимоги до міцності цегли як при стиску, так і при вигині. Міцність цегли при вигині має менший вплив на міцність кладки ніж при стиску.

Міцність кладки при стиску внаслідок виникнення в ній складного напруженого стану значно менше опору каменя стиску. Наприклад, міцність цегляної кладки при слабких розчинах становить лише (10-15) %, а при міцних розчинах - (30-40) % міцності цегли.

Міцність кладки з каменів неправильної форми у багато разів менше міцності каменя і становить, навіть для кладки на міцному розчині марки 100 з рваного буту високої міцності, лише (5-8) % міцності каменю. При одній і тій же міцності каменю та розчину міцність кладки з постелистого буту в 1,5 раза, а з каменю правильної форми в 3,5 раза вище кладки з рваного буту.

**7.1.5** Високої якості кладки, рівномірного і щільного заповнення швів розчином можна досягти, застосовуючи вібрування цегляної кладки. В цьому випадку міцність цегляної кладки в (1,5-2) рази вище міцності звичайної кладки середньої якості.

Якість заповнення шва в значній мірі залежить від рухливості застосовуваного розчину. Міцність кладки, викладеної на рухливих (пластичних) розчинах, вище міцності кладки на жорстких розчинах. У зв'язку з цим у розчинах застосовують пластифікуючі і водоутримуючі добавки у вигляді вапна, глини та інших матеріалів.

**7.1.6** Перев'язка цегляної кладки на міцному розчині при осьовому стиску несуттєво впливає на міцність кладки, якщо її виконують не рідше ніж у кожному шостому ряду. Однак при кладці, що виконують в зимових умовах або в сейсмічних районах, при великих позацентрових ексцентриситетах від навантаження і великих місцевих навантаженнях рекомендовано застосовувати ланцюгову перев'язку.

**7.1.7** Зчеплення розчину з каменем і якість заповнення вертикальних швів впливають на міцність кладки при стиску. Монолітність, тріщиностійкість кладки і її опір зусиллям вигину і розтяг при нерівномірному осіданні фундаментів, зміні температури тощо істотно залежать від зазначених факторів.

## 7.2 Границя міцності кладки

Границя міцності всіх видів кладок при короткочасному завантаженні може визначатися за модифікованою формулою професора Л.І.Оніщика:

$$f_u = Af_d \left( 1 - \frac{a}{b + \frac{f_m}{2f_d}} \right), \quad (7.1)$$

де  $f_u$  - середня границя міцності кладки на стиск;

$f_d$  - характеристична міцність каменю при стиску;

$f_m$  - характеристична міцність розчину (кубикова міцність).

Коефіцієнт  $A$  характеризує максимально можливу, так звану "конструктивну", міцність кладки. Дійсно, з формули (7.1) випливає, що при  $f_m \rightarrow \infty$   $f_u = A \cdot f_d$

Коефіцієнт  $A$  (конструктивний коефіцієнт) визначають за формулою:

$$A = \frac{100 + f_d}{100m + nf_d}, \quad (7.2)$$

де  $f_d$  виражений в кгс/см<sup>2</sup>.

Величини коефіцієнтів  $a$ ,  $b$ ,  $m$  і  $n$  наведені в таблиці 7.1.

**Таблиця 7.1**

Кладка	a	b	m	n
Цегляна (висота ряду від 5 см до 15 см) і з великих цегляних блоків	0,2	0,3	1,25	3
3 суцільних каменів правильної форми (висота ряду (18-29) см)	0,15	0,3	1,1	2,5
Те саме з порожнистих каменів	0,15	0,3	1,5	2,5
3 суцільних великих блоків (висота ряду 60 см і більше)	0,09	0,3	*)	
3 рваного бутового каменю (для кладки у віці 3 міс)	0,2	0,25	2,5	8,0

\*) При визначенні міцності кладки з суцільних легкобетонних великих блоків приймають коефіцієнт  $A = 0,8$ , а з великих блоків з важкого бетону  $A = 0,9$ .

Якщо міцність цегли при вигині менше передбаченої ДСТУ Б В.2.7-61, то конструктивний коефіцієнт  $A$  для кладки визначають за формулою:

$$A = \frac{1,2}{1 + \frac{f_d}{3f_{ub}}}, \quad (7.3)$$

де  $f_{ub}$  - характеристична міцність цегли при вигині.

Коефіцієнт  $\gamma$  застосовують при визначенні міцності кладки на розчинах низьких марок (2,5 і нижче). Ці коефіцієнти приймають такими, що дорівнюють при:

$$f_m > 0,04 \cdot f_d;$$

$$\gamma = 1;$$

$$f_m < 0,04 \cdot f_d;$$

$$\gamma = \frac{\gamma_0 0,04f_d + (3 - \gamma_0)f_m}{0,04f_d + 2f_m} \quad (7.4)$$

Для кладки з цегли та каменів правильної форми

$$0,04 \cdot f_d, \quad \gamma_0 = 0,75;$$

для бутової кладки

$$0,08 \cdot f_d, \quad \gamma_0 = 0,25.$$

Формулу (7.1) встановлено для випадків, коли якість кладки відповідає рівню масового будівництва, а застосовувані розчини досить рухливі і зручноукладальні. Якщо цих умов не дотримуються, то вплив ряду факторів враховують застосуванням додаткових коефіцієнтів до значень  $f_u$ , обчислених за формулою (7.1). У випадку, наприклад, застосування жорстких, незручних для кладки цементних розчинів (без додавання глини або вапна), розчинів на шлаковому або іншому легкому піску, а також сильно стискуваних (у віці до 3 міс) вапняних розчинів границі міцності кладки знижуються на 15 % порівняно з обчисленими за формулою (7.1). В середньому на 15 % знижується границя міцності кладки з порожнистих великих бетонних блоків у порівнянні з границею міцності кладки з суцільних великих блоків тієї ж міцності. Границя міцності кладки з постелистого буту на 50 % вище кладки з рваного буту.

**7.2.1** Границя міцності віброваної цегляної кладки, в якій забезпечено щільне і рівномірне заповнення швів розчином, значно в (1,5-2) рази вище звичайної кладки.

**7.2.2** Границя міцності кладки залежить також від тривалості завантаження. Межею тривалого опору кладки  $f_g$  є максимальне напруження, яке може витримати кладка необмежений час без руйнування.

Для цегляної кладки на розчинах

$$\text{міцністю 50 МПа і вище орієнтовно} \quad f_g = 0,8 \cdot f_u ;$$

$$\text{міцністю 1,0 МПа і 2,5 МПа дорівнює} \quad 0,7 f_u ;$$

$$\text{для кладок на вапняному розчині} \quad 0,6 \cdot f_u.$$

Після тривалого періоду твердіння розчину під навантаженням (більше року) внаслідок його пластичних деформацій відбувається вирівнювання поверхні розчину в швах кладки, що зменшує місцеві концентрації напруження і дозволяє підвищити розрахунковий опір кладки на 15 %, а для кладки з використанням блоків із ніздрюватого бетону неавтоклавного твердіння - (0,55-0,60)  $f_u$ .

### 7.3 Розрахункові опори

**7.3.1** Прийняте в ДБН В.2.6-162 поняття характеристичного опору матеріалів, пов'язане з контрольною або бракувальною їх характеристикою, яку встановлюють державними стандартами на матеріали, не застосовують до кладки, бо вона є композитним матеріалом і її міцність не встановлена стандартами.

При встановленні розрахункових опорів для кам'яних конструкцій прийнята наступна система коефіцієнтів. Коефіцієнт мінливості міцності цегляної кладки на підставі статистичних даних прийнятий  $C = 0,15$ , а характеристичний опір  $f_k = f_u (1 - 2C) = 0,7 \cdot f_u$ , при цьому забезпеченість величини  $C$  дорівнює 0,95. Ймовірне зниження міцності кладки в порівнянні з рівнем, прийнятим в нормах, враховують діленням  $f_k$  на коефіцієнт 1,2, а інші другорядні чинники, що не враховують розрахунком, і дефекти (ослаблення кладки пустошовкою, гніздами, невеликі відхилення стовпів і стін від вертикалі тощо) - на коефіцієнт 1,15. Таким чином, додатковий коефіцієнт надійності для цегляної кладки прийнятий  $1,2 \cdot 1,15 = 1,4$  і розрахунковий опір  $f_d = 0,7 \cdot f_u / 1,4 = 0,5 \cdot f_u$ .

Розрахункові опори кладки стиску з усіх видів цегляних, кам'яних і бетонних виробів наведені в додатку Р ДБН В.2.6-162. Середні очікувані границі міцності кладки можуть бути визначені, в разі необхідності, множенням розрахункових опорів на коефіцієнти безпеки, відповідно до додатка Р ДБН В.2.6-162.

**7.3.2** Розрахункові опори кладки при стиску з керамічних каменів з горизонтальним розташуванням порожнин (ДСТУ Б В.2.7-61) призначають згідно з додатком Р, таблицею 1 ДБН В.2.6-162 із застосуванням таких понижувальних коефіцієнтів:

D - враховує особливості роботи кладки (крихкість руйнування тощо) і

D<sub>1</sub> - перехідний коефіцієнт від розрахункового опору до границі міцності кладки:

- для кладки з цегли (ДСТУ Б В.2.7-61):

$$D = 0,6; D_1 = 3,3;$$

- при укладанні каменів з горизонтальними порожнинами (ДСТУ Б В.2.7-61):

$$D = 0,6; D_1 = 3,3;$$

- при укладанні каменів з вертикальними порожнинами:

$$D = 0,8; D_1 = 2,5.$$

**7.3.3** Розрахунковий опір кладки з цегли і порожнистих керамічних каменів при розрахунку кам'яних конструкцій на витривалість, а також за появою тріщин при багаторазово повторюваних навантаженнях визначають шляхом множення відповідних розрахункових опорів кладки, прийнятих згідно з таблицями 1, 9 і 10 додатка Р ДБН В.2.6-162 на коефіцієнт D. У таблиці 7.2 наведені коефіцієнти D для визначення розрахункових опорів кладки з цегли і порожнистих керамічних каменів при розрахунку на витривалість і за появою тріщин при багаторазово повторюваних навантаженнях в залежності від коефіцієнта асиметрії  $\rho$ :

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad (7.5)$$

де  $\sigma_{\min}$  і  $\sigma_{\max}$  - відповідно найменше і найбільше значення напруження в кладці, що виникає від характеристичних статичних та повторюваних навантажень.

**Таблиця 7.2**

$\rho \leq 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
D=0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9

**Примітка.** Коефіцієнти D дані для кладок в 28-денному віці.

#### **7.4 Зчеплення розчину з каменем і міцність кам'яних кладок при розтягу і зрізі**

**7.4.1** Міцність кладки при розтягу і зрізі залежить, головним чином, від зчеплення розчину з каменем. Міцність зчеплення залежить від багатьох факторів, наприклад, виду і складу розчину, міцності і усадки розчину, швидкості поглинання каменем води, чистоти поверхні каменя, умов твердіння розчину в кладці (температури і вологості повітря), змісту сторонніх домішок у камені та розчині тощо.

**7.4.2** При осьовому розтягу і розтягу при вигині розрізняють випадки опору неперев'язаних (горизонтальних швів) і перев'язаних перерізів. У другому випадку руйнування може відбуватися по ступінчастому перерізу, тобто по горизонтальних і вертикальних швах або ж по плоскому перерізу, тобто по вертикальних швах і цілому каменю.

**7.4.3** Розрахункові опори кладки з цегли та каменів правильної форми осьовому розтягу, розтягу при згині, а також при зрізі приймають згідно з таблицями 9 і 10 додатка Р ДБН В.2.6-162.

## 7.5 Деформації кладки

**7.5.1** Кам'яна кладка є пружно-пластичним тілом. Її деформації залежать від тривалості прикладання навантаження або ж швидкості завантаження кладки.

Розрізняють:

а) пружні (або миттєві) деформації. До цих деформацій близькі також деформації кладки одержувані при дуже швидкому завантаженні (кілька секунд від початку завантаження до руйнування зразка). Залежність між напруженнями та деформаціями в цьому випадку близька до прямолінійної;

б) короточасні деформації, відповідні звичайній в лабораторних умовах тривалості випробувань (до однієї години);

в) деформації при тривалому завантаженні протягом багатьох років.

**7.5.2** Повна відносна деформація кладки  $\varepsilon_0$  (без врахування усадки) може бути виражена формулою:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{el} + \varepsilon_g, \quad (7.6)$$

де  $\varepsilon_{el}$  - пружна відносна деформація кладки;

$\varepsilon_g$  - відносна деформація при тривалому прикладанні навантаження.

При цьому  $\varepsilon_g$  може бути представлена у вигляді:

$$\varepsilon_g = \varepsilon_{1g} + \varepsilon_{2g}, \quad (7.7)$$

де  $\varepsilon_{1g}$  - пластична деформація, що виникає при короточасному навантаженні (тобто при навантаженні тривалістю до 1 год.);

$\varepsilon_{2g}$  - деформація повзучості.

Пластична деформація  $\varepsilon_{1g}$  бетонів і кладок на міцному розчині при напруженнях  $\sigma \leq 0,5 \cdot f_u$  зазвичай не перевищує 15 % пружної деформації. Повна гранична деформація (при  $t \rightarrow \infty$ )  $\varepsilon_0$  зазвичай в (2-4) рази більше  $\varepsilon_{el}$ .

**7.5.3** Відносні деформації кладки  $\varepsilon$  при короточасному навантаженні можуть визначатися за будь-яких напруженнях за формулою:

$$\varepsilon = \frac{1,1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1f_u}\right) = \frac{1000}{\alpha} B, \quad (7.8)$$

де  $\alpha$  - пружна характеристика кладки, яку приймають згідно з таблицею 15 додатка Р ДБН В.2.6-162;

$\sigma$  - напруження, за якого визначають  $\varepsilon$ ;

$f_u$  - середня границя міцності кладки, визначають за формулою

$$f_u = kf_d,$$

де  $k$  - коефіцієнт, приймають згідно з таблицею 14 додатка Р ДБН В.2.6-162;

$f_d$  - розрахункові опори стиску кладки, приймають згідно з таблицями 1-8 додатка Р ДБН В.2.6-162 з урахуванням коефіцієнтів, наведених в примітках до цих таблиць.

Пружні характеристики кладки з сітчастим і поздовжнім армуванням приймають згідно з додатком Р ДБН В.2.6-162.

Значення коефіцієнта  $B$  наведено в таблиці 7.3.

Таблиця 7.3

$\frac{\sigma}{f_u}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$B \cdot 10^{-3}$	0,11	0,22	0,35	0,50	0,67	0,86	1,11	1,43	1,87	2,64

**7.5.4** Відносні повні деформації стиску (без урахування усадки) при тривалому навантаженні, які включають короточасні деформації і деформації повзучості, визначають за формулою:

$$\varepsilon = v \frac{\sigma}{E_0}, \quad (7.9)$$

де  $\sigma$  - напруження, за якого визначають  $\varepsilon$ ;

$v$  - коефіцієнт, що враховує вплив повзучості кладки;

$v = 1,8$  - для кладки з керамічних каменів з вертикальними щілиноподібними порожнинами (висота каменя 138 мм);

$v = 2,2$  - для кладки з глиняної цегли пластичного та напівсухого пресування;

$v = 2,8$  - для кладки з великих блоків або каменів, виготовлених з важкого бетону;

$v = 3,0$  - для кладки із силікатної цегли і каменів повнотілих і порожнистих, а також з каменів, виготовлених з бетону на пористих заповнювачах або поризованих і силікатних великих блоків;

$v = 3,5$  - для кладки з дрібних і великих блоків, виготовлених з автоклавного ніздрюватого бетону;

$v = 4,0$  - те ж саме з неавтоклавного ніздрюватого бетону.

**7.5.5** Модулі пружності і деформації кладки з природних каменів допускають приймати за спеціальними вказівками, затвердженими відповідними органами.

**7.5.6** В залежності від конструктивного рішення менш сприятливі результати можуть бути отримані як при короточасних, так і при тривалих навантаженнях. Наприклад, в багатошаровій конструкції найбільш напружений при короточасному навантаженні шар може з плином часу розвантажуватися, а менш напружений навантажуватися. Тому необхідно враховувати деформації, що виникають як при короточасному, так і при тривалому навантаженні.

**7.5.7** Залежність між напруженнями та деформаціями криволінійна, модуль деформацій не є величиною постійною (рисунок 7.1).

Розрізняють:

$E_0$  - початковий модуль деформацій (модуль пружності) кладки, при малих напруженнях ( $\sigma < 0,3f_u$ ). Величину  $E_0$  визначають за формулою:

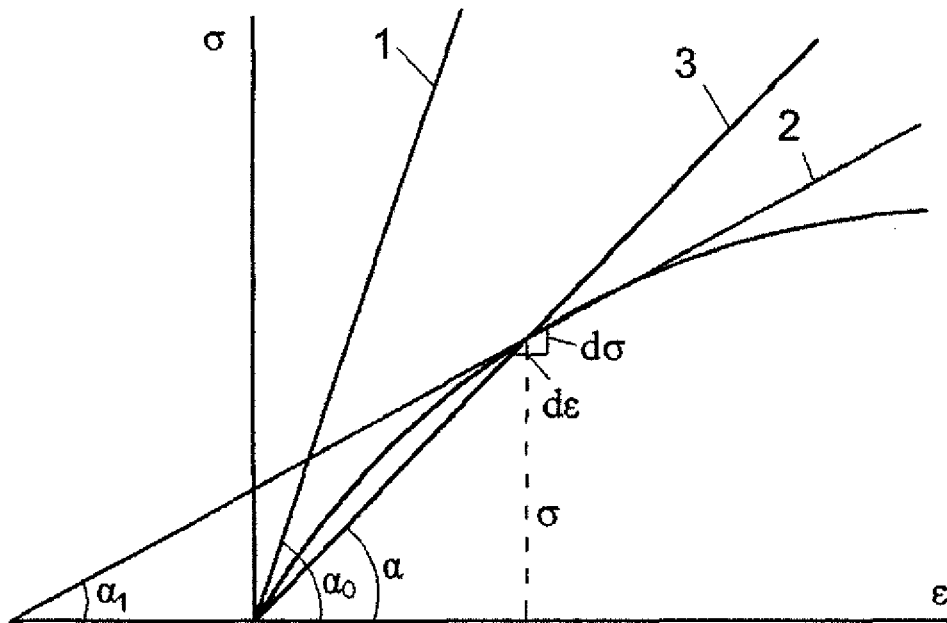
$$E_0 = \alpha \cdot f_u; \quad (7.10)$$

дотичний модуль деформацій:

$$E_{\tan} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}; \quad (7.11)$$

середній (січний) модуль деформації:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}. \quad (7.12)$$



- 1 – початковий модуль деформацій (модуль пружності)  $E_0 = \text{tg } \alpha_0$ ;
- 2 – дотичний модуль деформацій  $E_{\text{tan}} = \text{tg } \alpha_1 = d\sigma/d\varepsilon$ ;
- 3 – середній (січний) модуль деформацій  $E = \text{tg } \alpha = \sigma/\varepsilon$ .

**Рисунок 7.1** - Модуль деформацій

При залежності між напруженнями і деформаціями за формулою (7.8) модулі деформацій визначають за формулою:

$$E_{\text{tan}} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 \cdot f_u}\right). \quad (7.13)$$

**7.5.8** При розрахунку конструкцій з урахуванням тривалого прикладання навантаження найбільш важливою характеристикою є гранична повна деформація кладки  $\varepsilon_u$  (відповідно  $t \rightarrow \infty$ ). Значення цієї величини різне для різних видів бетонів і кладок. Для практичних розрахунків значення  $\varepsilon_u$  нормовані і визначають множенням пружної деформації  $\sigma/E_0$  на коефіцієнти  $\nu$ , які залежать від виду кладки (див. 7.5.4). Нормовані значення відносять до деформацій при напруженнях  $\sigma \leq 0,5 \cdot f_u$ . При цих значеннях напружень деформації повзучості в основному розвиваються протягом першого року після завантаження і потім поступово згасають. При великих напруженнях деформації повзучості загасають повільніше, а при напруженнях, що перевищують межу тривалого опору  $f_g$ , швидкість деформацій з часом збільшується і настає руйнування. Швидкість наростання деформацій залежить від виду матеріалів та якості кладки, віку кладки і моменту її завантаження, розмірів перерізу кладки і визначають згідно з 7.5.4.

Деформації усадки кладки з глиняної обпаленої цегли і керамічних каменів не враховують. Деформації усадки приймають для кладок:

- з цегли, каменів, дрібних і великих блоків, виготовлених на силікатному або цементному в'язучому, –  $3 \cdot 10^{-4}$ ;
- з елементів, виготовлених з автоклавного ніздрюватого бетону, –  $4 \cdot 10^{-4}$ ;
- те саме з неавтоклавного ніздрюватого бетону –  $8 \cdot 10^{-4}$ .



## 7.6 Густина кладки

**7.6.1** Характеристичну густину кладки, яку приймають при розрахунку кам'яних конструкцій на міцність, наведено в таблиці 7.4. При розрахунку враховують також власну масу штукатурки, яку приймають при сухій штукатурці  $15 \text{ кг/м}^2$ . У разі застосування мокрої штукатурки її товщину, за відсутності спеціальних даних, приймають  $1,5 \text{ см}$ ; характеристична густина штукатурки з цементного або змішаного розчину дорівнює  $1800 \text{ кг/м}^3$ , а з вапняного розчину -  $1600 \text{ кг/м}^3$ .

**Таблиця 7.4**

Кладка	Характеристична густина, $\text{кг/м}^3$
Суцільна з повнотілої цегли	1800
З порожнистої, пористо-ніздрюватої або пористої цегли при густині цегли, $\text{кг/м}^3$ :	
1450	1550
1300	1400
З порожнистих керамічних каменів при висоті каменя $138 \text{ мм}$ при густині каменя, $\text{кг/м}^3$ :	
1450	1500
1300	1380
З легкобетонних каменів з щілиноподібними порожнинами (порожнистість $26 \%$ ) при густині, $\text{кг/м}^3$ :	
1400	1100
1600	1230
З легкобетонних трьохпустотних каменів з наскрізними порожнинами з засипкою шлаком, керамзитом тощо (порожнистість каменя $35 \%$ , густина засипки $1000 \text{ кг/м}^3$ ) при густині бетону, $\text{кг/м}^3$ :	
1400	1300
1600	1420
Бутова з вапняку при густині вапняку ( $2200\text{-}2500$ ) $\text{кг/м}^3$	2100
З великих блоків з важкого бетону	2400
З великих блоків з легкого або пористого бетону	Приймають такою, що дорівнює густині бетону урахуванням його вологості
<p><b>Примітка 1.</b> Характеристична густина кладки прийнята з урахуванням можливої її зміни в межах <math>\pm 10 \%</math>, що враховують коефіцієнтами перевантаження. Тому характеристична густина, яку приймають при розрахунку на міцність, може відрізнятись від густини, що приймають при теплотехнічних розрахунках.</p> <p><b>Примітка 2.</b> Товщину штукатурки не включають в розрахунковий переріз при визначенні несучої здатності елемента.</p> <p><b>Примітка 3.</b> В таблиці 7.4 вказана густина кладок, виконана на важких розчинах, які мають густину <math>1800 \text{ кг/м}^3</math>.</p>	

## 8 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ (ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ)

### 8.1 Загальні положення

**8.1.1** Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій за граничними станами першої групи (втрата несучої здатності, втрата стійкості форми, втрата стійкості положення) здійснюють, як правило, на вплив розрахункових навантажень.

**8.1.2** Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій незавершених будівель та споруд проводять на вплив характеристичного вітрового навантаження, а для інших навантажень приймають їх розрахункові значення.

**8.1.3** Вплив тривалого прикладання навантаження (більше року) на міцність кам'яної кладки враховують множенням розрахункових опорів на коефіцієнт  $\gamma_c = 1,15$ .

**8.1.3.1** Розрахунок елементів неармованих кам'яних конструкцій при центральному стиску виконують згідно з формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi \cdot f_d \cdot A, \quad (8.1)$$

де  $N$  - розрахункова поздовжня сила;

$f_d$  - розрахунковий опір стиску кладки, що визначають відповідно до таблиць 1-8 додатка Р ДБН В.2.6-162;

$\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього вигину, що визначають згідно з таблицею 8.1;

$A$  - площа перерізу елемента;

$m_g$  - коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження; його визначають за формулою (8.9).

Якщо найменший розмір прямокутного поперечного перерізу елементів  $h_{tot} \geq 30$  см (або найменший радіус інерції будь-якого перерізу елемента  $i \geq 8,7$  см) коефіцієнт  $m_g$  приймають за одиницю.

**8.1.3.2** Коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$  для елементів постійного за довжиною перерізу приймають за таблицею 8.1 в залежності від гнучкості елемента:

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} \quad (8.2)$$

або прямокутного суцільного перерізу при відношенні:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h_{tot}}, \quad (8.3)$$

$i$  пружної характеристики кладки  $\alpha$ , що приймають згідно з таблицею 15 додатка Р ДБН В.2.6-162, а для кладки з сітчастим армуванням - згідно з приміткою 3 таблиці 8.1.

У формулах:

$l_0$  - розрахункова висота (довжина) елемента;

$i$  - найменший радіус інерції перерізу елемента;

$h_{tot}$  - найменший розмір прямокутного перерізу.

Таблиця 8.1

Гнучкість		Коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi$ при пружних характеристиках кладки $\alpha$						
$\lambda_h$	$\lambda_i$	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	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	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	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	0,2	-
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	0,1	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	-

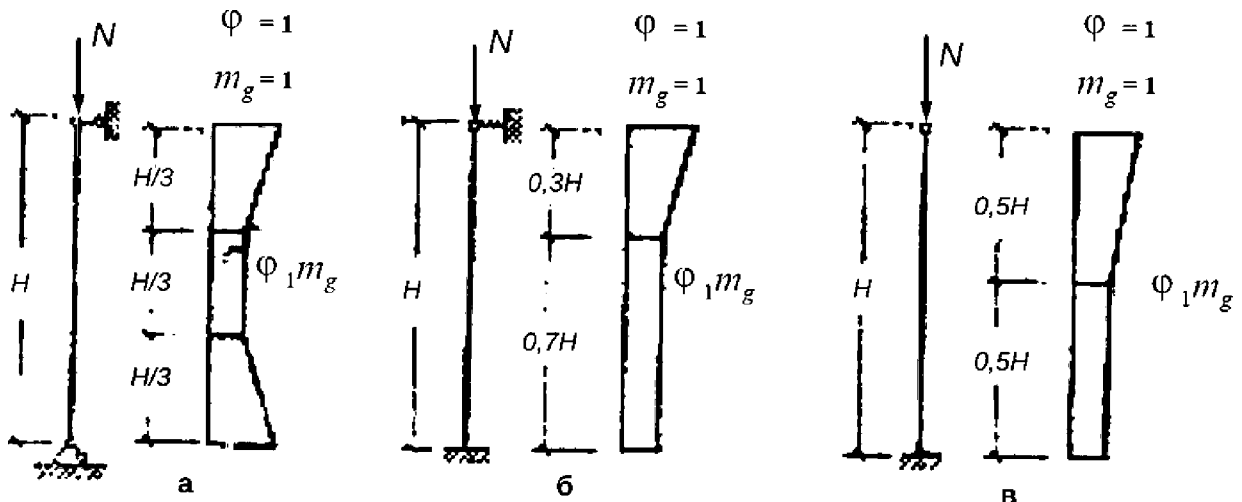
**Примітка 1.** Коефіцієнт  $\varphi$  при проміжних величинах гнучкостей визначають за інтерполяцією.  
**Примітка 2.** Коефіцієнт  $\varphi$  для величин  $\lambda_h$ , що перевищують граничні, приймають при визначенні  $\varphi_c$  у разі розрахунку на позацентровий стиск з великими ексцентриситетами.  
**Примітка 3.** Для кладки з сітчастим армуванням величини пружних характеристик, що визначають за формулою  $(a_{sk} = a \frac{f_u}{f_{sku}})$ , можуть бути менше ніж 200.

**8.1.3.3** Розрахункові висоти стін і стовпів  $l_0$  при визначенні коефіцієнтів поздовжнього вигину  $\varphi$  в залежності від умов опирання їх на горизонтальні опори приймають:

- при нерухомих шарнірних опорах  $l_0 = h_{tot}$  (рисунок 8.1а);
- при пружній верхній опорі і жорсткому защемленні в нижній опорі: для однопрогонових будівель  $l_0 = 1,5 \cdot h_{tot}$ , для багатопрогонових будівель  $l_0 = 1,25 \cdot h_{tot}$  (рисунок 8.1б);
- для вільно розташованих конструкцій  $l_0 = 2 \cdot h_{tot}$  (рисунок 8.1 в);
- для конструкцій з частково защемленими опорними перерізами - з урахуванням фактичного ступеня защемлення, але не менше  $l_0 = 0,8 \cdot h_{tot}$ , де  $h_{tot}$  - відстань між перекриттями або іншими горизонтальними опорами, при залізобетонних горизонтальних опорах відстань між ними в світлі.

**Примітка 1.** При жорстких опорах і закладених в стіни збірних залізобетонних перекриттів приймають  $l_0 = 0,9 \cdot h_{tot}$ , а при монолітних залізобетонних перекриттях, що спираються на стіни по чотирьох сторонах,  $l_0 = 0,8 \cdot h_{tot}$

**Примітка 2.** Якщо навантаженням є тільки власна маса елемента в межах ділянки, що розраховують, то розрахункову висоту  $l_0$  стиснутих елементів, зазначену в 8.1.3.3, рекомендовано зменшити шляхом множення на коефіцієнт 0,75.



а – шарнірно опертих на нерухомі опори;  
 б – затиснутих знизу і на верхній пружній опорі;  
 в – вільно розташованих

**Рисунок 8.1** - Коефіцієнти  $\varphi$  і  $m_g$  по висоті стиснутих стін і стовпів

**8.1.3.4** Розрахунок позacentрово стиснутих неармованих елементів кам'яних конструкцій проводять за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A \cdot \omega, \quad (8.4)$$

де  $A_c$  - площа стиснутої частини перерізу при прямокутній епюрі напружень, яку визначають з умови, що її центр ваги збігається з точкою додавання розрахункової поздовжньої сили  $N$ . Положення межі площі  $A_c$  визначають з умови рівності нулю статичного моменту цієї площі відносно її центра ваги для прямокутного перерізу:

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h_c}\right), \quad (8.5)$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}. \quad (8.6)$$

У формулах (8.4) — (8.6):

$f_d$  - розрахунковий опір кладки стиску;

$A$  - площа перерізу елемента;

$h_c$  - висота перерізу в площині дії згинального моменту;

$e_0$  - ексцентриситет розрахункової сили  $N$  відносно центра ваги перерізу;

$\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього вигину для всього перерізу в площині дії згинального моменту, що визначають за розрахунковою висотою елемента  $l_0$  (див. 8.1.3.2, таблиця 8.1);

$\varphi_c$  - коефіцієнт поздовжнього вигину для стиснутої частини перерізу, що визначають згідно з фактичною висотою перерізу елемента за таблицею 8.1 в площині дії згинального моменту при відношенні:

$$\lambda_{hc} = \frac{h_{tot}}{h_c},$$

або гнучкість:

$$\lambda_{ic} = \frac{h_{tot}}{i_c},$$

де  $h_c$  і  $i_c$  - висота і радіус інерції стиснутої частини поперечного перерізу  $A_c$  в площині дії згинального моменту.

Для прямокутного перерізу  $h_c = h - 2e_0$ .

Для таврового перерізу (при  $e_0 > 0,45y$ ) допускають наближено приймати

$$A_c = 2(y - e_0)b \quad \text{і} \quad h_c = 2(y - e_0),$$

де  $y$  - відстань від центра ваги перерізу елемента до його краю в бік ексцентриситету;  
 $b$  - ширина стиснутої полиці або товщина стінки таврового перерізу залежно від напрямку ексцентриситету.

При знакозмінній епюрі згинального моменту по висоті елемента розрахунок за міцністю виконують в перерізах з максимальним згинальним моментом різних знаків. Коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi_c$  визначають по висоті частини елемента в межах однозначної епюри згинальних моментів при відношеннях або гнучкостях:

$$\lambda_{h1c} = \frac{h_{tot1}}{h_{c1}} \quad \text{або} \quad \lambda_{i1c} = \frac{h_{tot1}}{i_{c1}}, \quad (8.7)$$

$$\lambda_{h2c} = \frac{h_{tot2}}{h_{c2}} \quad \text{або} \quad \lambda_{i2c} = \frac{h_{tot2}}{i_{c2}}, \quad (8.8)$$

де  $h_{tot1}$  і  $h_{tot2}$  - висоти частин елемента з однозначною епюрою згинальних моментів;  
 $h_{c1}$ ;  $i_{c1}$  і  $h_{c2}$ ;  $i_{c2}$  - висоти і радіуси інерції стиснутої частини елементів в перерізах з максимальними згинальними моментами;

$\omega$  - коефіцієнт, що визначають за формулами, наведеними у таблиці 8.2;

$m_g$  - коефіцієнт, що визначають за формулою:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h_c}\right), \quad (8.9)$$

де  $N_g$  - розрахункова поздовжня сила від тривалих навантажень;

$e_{0g}$  - ексцентриситет від дії тривалих навантажень.

**Таблиця 8.2**

Вид кладки	Значення $\omega$ для перерізів	
	довільної форми	прямокутного
1 Кладка всіх видів, крім зазначених у позиції 2	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h_c} \leq 1,45$
2 Кладка з каменів і великих блоків, виготовлених з пористих і крупнопористих бетонів; з природних каменів (включаючи бут)	1,0	1,0

**Примітка.** Якщо  $2y < h_c$ , то при визначенні коефіцієнта  $\omega$  замість  $2y$  приймають  $h$ .

При  $h \geq 30$  см або  $i \geq 8,7$  см коефіцієнт  $m_g$  приймають за одиницю.

**8.1.4** Зчеплення розчину з цеглою і камінням відрізняється великою мінливістю і залежить від багатьох випадкових величин. Тому розрахунок неармованих кам'яних конструкцій проводять без урахування опору кладки розтягу і вигину по неперев'язаних перерізах (наприклад, по горизонтальних швах), за винятком випадків розрахунку на сейсмічні навантаження.

**8.1.5** Розрахунок кам'яних конструкцій на позацентровий стиск проводять без урахування опору розтягнутої зони перерізу. При великих ексцентриситетах проводять додаткову перевірку перерізу з появлення і розкриття тріщин; в цьому випадку умовно враховують опір кладки розтягу по неперев'язаному перерізу як непряма характеристика можливого розкриття тріщин.

**8.1.6** Опір кладки розтягу по неперев'язаному перерізу враховують при розрахунку кладки на сейсмічні впливи. В цьому випадку при виконанні кладки рекомендовано дотримуватись спеціальних правил, що підвищують надійність зчеплення відповідно до ДБН В.1.1-12. Міцність зчеплення перевіряють при цьому контрольними випробуваннями в лабораторних і натурних умовах.

## **8.2 Центрально і позацентрово стиснуті елементи**

**8.2.1** Розрахунок елементів неармованих кам'яних конструкцій при центральному та поза центровому стиску проводять за вказівками та формулами, наведеними в 8.1.3.1-8.1.3.4.

При призначенні розрахункової висоти стіни, якщо її опорами є перекриття і поперечні стіни, що примикають до неї, дозволено враховувати опирання стіни по контуру (за трьома або чотирма сторонами) при виконанні таких умов:

а) по чотирьох сторонах, якщо стіна ослаблена прорізами не більше ніж на 40 % як по вертикальному, так і на горизонтальному перерізі. При ослабленні вертикального перерізу більш ніж на 40 %, але менш ніж на 60 % дозволено враховувати опирання по чотирьох сторонах за умови компенсації додаткового (понад 40 %) ослаблення кладки - горизонтальними залізобетонними поясами з жорсткістю, що дорівнює жорсткості пояса кладки висотою  $H_a - 0,4 \cdot h_{tot}$ , де  $H_a$  - висоті прорізу.

Закріплення по чотирьох сторонах дозволено враховувати, якщо

$$m = \frac{h_{tot}}{l} \geq 0,5$$

( $l$  - довжина і висота ділянки стіни, що визначають за вказівками 8.2.2);

б) якщо стіна ослаблена прорізами більше ніж це зазначено в а), або спирається

по трьох сторонах і разом з тим  $m = \frac{h_{tot}}{l} \geq 1$ , дозволено враховувати опирання стіни

по трьох сторонах.

До випадків опирання стіни по трьох сторонах відносяться, наприклад:

- ділянка стіни від місця примикання внутрішньої стіни до зовнішньої до найближчого дверного прорізу;

- вертикальні ділянки ненесучої стіни промислової або громадської будівлі, закріпленої зв'язками до поперечної рами залізобетонного або металевих каркаса;

в) якщо зв'язок між поздовжніми і поперечними стінами здійснюють тільки перев'язкою кладки, то опирання стіни по трьох або чотирьох сторонах дозволено враховувати за умови, якщо різниця в напруженнях цих стін, обумовлена без урахування перерозподілу напружень між ними, не перевищує 30 % розрахункового опору стиску кладки (без урахування сітчастого армування, якщо воно є). При більшій різниці в напруженнях стіни рекомендовано з'єднувати залізобетонними або захищеними від корозії металевими зв'язками не менш ніж у трьох рівнях по висоті поверху. У каркасних будівлях урахування спирання стін по контуру дозволено за умови, якщо стіна надійно зв'язана зі стояками і верхнім ригелем каркаса.

Розрахункова висота стін  $l_{oc}$ , якщо перекриття (або інша горизонтальна конструкція) може розглядатися як нерухома в горизонтальному напрямку опора стіни з урахуванням опирання по контуру, визначається в залежності від відношення

$$m = \frac{H}{l} \quad \text{з умови} \quad l_{oc} = \frac{1,2 \cdot l_0}{m\sqrt{K}} \leq l_0,$$

де  $H$  - висота поверху;

$l$  - довжина ділянки стіни;

$l_0$  - розрахункова висота стіни, яку приймають згідно урахування опирання стіни по бічних гранях.

Величини  $K$  при закріпленні ділянки стіни по чотирьох сторонах дорівнюють:

$m=h/l$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1 і більше
$K$	6,25	5,14	4,52	4,2	4,08	4

Величини  $K$  при закріпленні ділянки стіни по трьох сторонах дорівнюють:

$m = H/l$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3	4	5 і більше
$K$	1,44	1,14	0,95	0,84	0,76	0,7	0,61	0,56	0,52	0,5

**8.2.2** Зазначене в 8.1.3.3 а) шарнірне опирання приймають в будинках з нерухомими жорсткими опорами, при опиранні на стіну перекриттів без закладення в кладку опорних ділянок плит, настилів, балок, прогонів тощо, а також при дерев'яних перекриттях незалежно від закладення їх на опорних ділянках.

Величину  $H$  при залізобетонних збірних або монолітних перекриттях, закладених на опорах в кладку, приймають такою, що дорівнює висоті поверху за відрахуванням товщини залізобетонно плити, настилу або плити перекриття. В інших випадках приймають такою, що дорівнює висоті поверху.

В одноповерхових будинках за нижню опору приймають рівень вимощення або підлоги, якщо вона конструктивно пов'язана зі стіною або знаходиться нижче рівня землі.

**8.2.3** Якщо в стіні або стовпі є горизонтальні або похилі борозни (одна або дві з обох сторін елемента в одному перерізі), які не перевищують в сумі по глибині  $1/3$  товщини стіни, а по висоті -  $1/10$  висоти поверху, то при визначенні гнучкості елемента допускають наближено приймати умовну висоту поверху  $H_1 = 1,1 \cdot h_{tot}$ . Наявність цих борозен може не враховуватися при визначенні  $\varphi$ , якщо вони розташовані в рівні міжповерхового перекриття (у будинках з нерухомими опорами).

Якщо борозни мають більшу зазначених глибину або висоту, при визначенні гнучкості приймають товщину стіни в місці її ослаблення. При розрахунку ослабленого перерізу на позацентровий стиск ексцентриситет приймають щодо осі ослабленого перерізу.

### 8.3 Косий позацентровий стиск

Розрахунок елементів при косому позацентровому стиску проводять за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A \cdot \omega, \quad (8.10)$$

при прямокутній епюрі напружень в обох напрямках. Площу стиснутої частини перерізу  $A_c$  умовно приймають у вигляді прямокутника, центр ваги якого збігається з точкою докладання сили і дві сторони обмежені контуром перерізу елемента, при цьому  $h_c = 2c_h$ ;  $B = 2c_b$  і  $A_c = 4c_h c_b$ , де  $c_h$  і  $c_b$  - відстані від точки прикладання сили  $N$  до найближчих меж перерізу.

У випадках складного за формою перерізу для спрощення розрахунку допускають приймати прямокутну частину перерізу без урахування ділянок, ускладнюючих його форму.

Величини  $\omega$ ,  $\varphi_1$  і  $m_g$  визначають двічі:

- а) при висоті перерізу  $h_{tot}$  або радіусі інерції  $i_h$  і ексцентриситеті  $e_h$  в напрямку  $h_{tot}$ ;
- б) при висоті перерізу  $b$  або радіусі інерції  $i_b$  і ексцентриситеті  $e_b$  в напрямку  $b$ .

За розрахункову несучу здатність приймають меншу з двох величин, обчислених за формулою  $\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A \cdot \omega$ , при двох значеннях  $\omega$ ,  $\varphi_1$  і  $m_g$ .

Якщо  $e_b > 0,7 \cdot c_b$  або  $e_h > 0,7 \cdot c_h$ , то, крім розрахунку за несучою здатністю, проводять розрахунок по розкриттю тріщин у відповідному напрямку.

#### 8.4 Змінання (місцевий стиск)

**8.4.1** Розрахунок перерізів при змінанні (місцевому стиску) проводять на навантаження, прикладені до частини площі перерізу (при обпиранні на кладку ферм, балок, прогонів, перемичок, панелей перекриттів, колон тощо).

Несучу здатність кладки при змінанні визначають з урахуванням характеру розподілу тиску по площі змінання.

Розрахунок на змінання проводять з урахуванням можливого спирання конструктивних елементів (балок, сходових маршів тощо) в процесі зведення будівлі на свіжу або відталу зимову кладку.

**8.4.2** Розрахунок перерізів на змінання при розподілі навантаження на частині площі перерізу проводять за формулою:

$$\gamma_n \cdot N_c \leq \psi \cdot d \cdot f_{dc} \cdot A_c, \quad (8.11)$$

де  $N_c$  - поздовжня стискальна сила від місцевого завантаження;

$f_{dc}$  - розрахунковий опір кладки на змінання, який визначають згідно з вказівками 8.4.3;

$A_c$  - площа змінання, на яку передається навантаження;

$d = 1,5 - 0,5\psi$  - для цегляної і віброцегляної кладки, а також кладки з суцільних каменів або блоків, виготовлених з важкого і легкого бетону;

$d = 1$  - для кладки з порожнистих бетонних або суцільних каменів і блоків з крупнопористого і пористого бетону;

$\psi$  - коефіцієнт повноти епюри тиску від місцевого навантаження.

При рівномірному розподілі тиску  $\psi = 1$ , при трикутній епюрі тиску  $\psi = 0,5$ .

Якщо під опорами елементів не потрібна установка розподільних плит, то допускають приймати  $\psi d = 0,75$ .

**8.4.3** Розрахунковий опір кладки на змінання визначають за формулами:

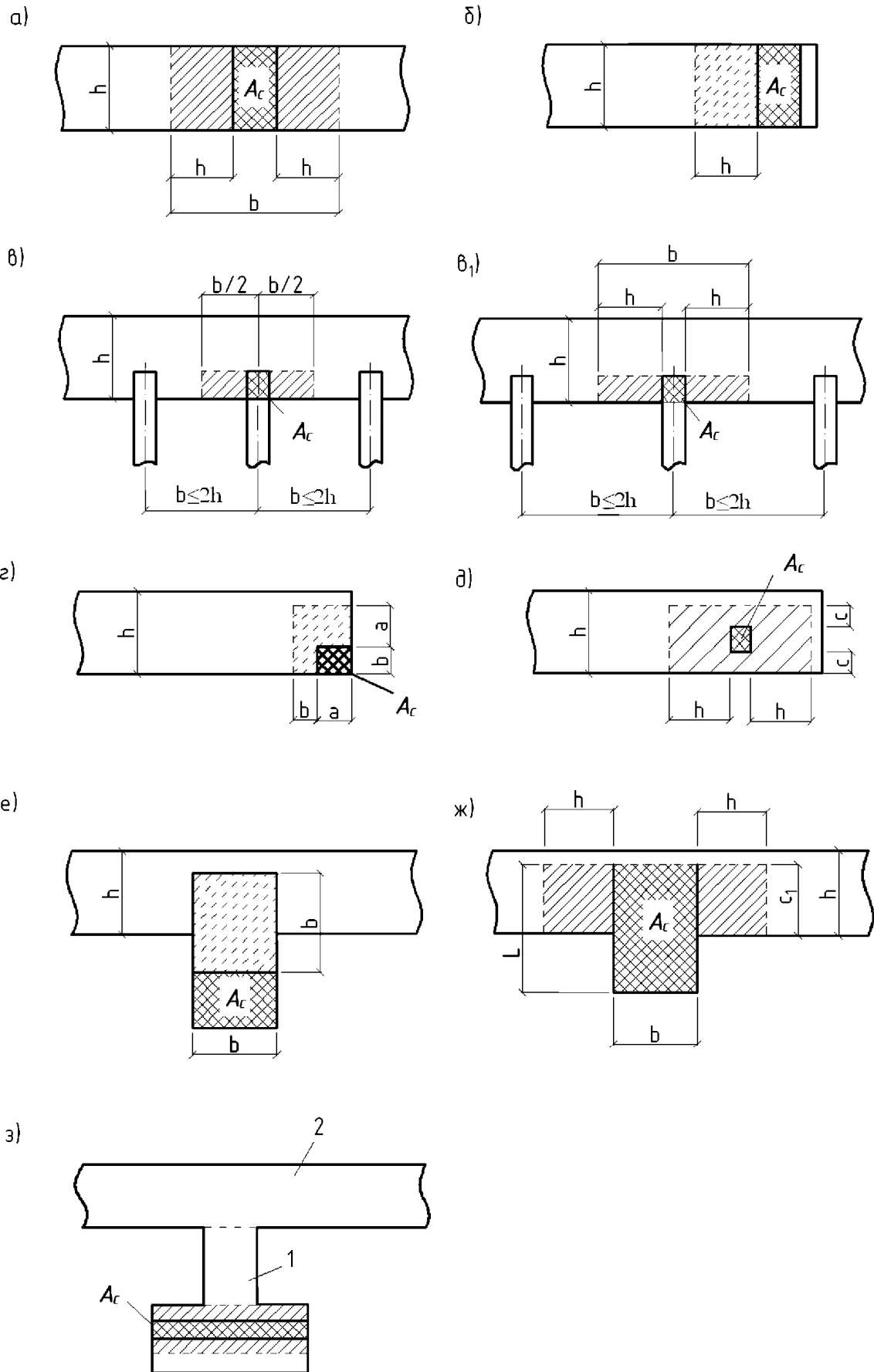
$$f_{dc} = \zeta f_d, \quad (8.12)$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1, \quad (8.13)$$

де  $A$  - розрахункова площа перерізу:

$\xi_1$  - коефіцієнт, що залежить від матеріалу кладки і місця прикладання навантаження (таблиця 8.3).





а) - з) – різні випадки локального стиску

Рисунок 8.1 - Визначення розрахункових площ перерізів при місцевому стиску

Розрахункову площу перерізу  $A$  визначають за такими правилами:

а) при площі зминання, що включає всю товщину стіни, в розрахункову площу зминання включають ділянки довжиною не більше товщини стіни в кожную сторону від межі місцевого навантаження (рисунок 8.1, а);

б) при площі зминання, розташованій на краю стіни по всій її товщині, розрахункова площа дорівнює площі зминання, а при розрахунку на суму місцевих і основних навантажень приймають також розрахункову площу, зазначену на рисунку 8.1, б пунктиром;

в) при закріпленні на стіну кінців прогонів і балок в розрахункову площу зминання включають площу перерізу стіни шириною, що дорівнює глибині загортання опорної ділянки прогону або балки і завдовжки не більше відстані між осями двох сусідніх прольотів між балками (рисунок 8.1, в); якщо відстань між балками перевищує подвійну товщину стіни, довжину розрахункової площі перерізу визначають як суму ширини балки  $b_c$  і подвоєної товщини стіни  $h$  (рисунок 8.1, в<sub>1</sub>);

г) при зминанні під крайовим навантаженням, прикладеним до кутової ділянки стіни, розрахункова площа дорівнює площі зминання, а при розрахунку на суму місцевого і основного навантажень приймають розрахункову площу, обмежену на рисунку 8.1, г пунктиром;

д) при площі зминання, розташованій на частині довжини і ширини перерізу, розрахункову площу приймають згідно з рисунком 8.1, д. Якщо площа зминання розташована поблизу від краю перерізу, то при розрахунку на суму місцевого і основного навантажень приймають розрахункову площу перерізу, не меншу ніж обумовлена на рис. 8.1, г, при додаванні того ж навантаження до кутової ділянки стіни;

е) при площі зминання, розташованій в межах пілястри, розрахункова площа дорівнює площі зминання, а при розрахунку на суму місцевого і основного навантажень приймають розрахункову площу, обмежену на рисунку 8.1, е пунктиром;

ж) при площі зминання, розташованій в межах пілястри і частини стіни або простінка, збільшення розрахункової площі в порівнянні з площею зминання враховують тільки для навантаження, рівнодіюча якого прикладена в межах полиці (стіни) або ж в межах ребра (пілястри) з ексцентриситетом  $e_0 > 1/6 \cdot L$  в сторону стіни

При розрахунку на зминання кладки з сітчастим армуванням розрахунковий опір кладки  $f_{dc}$  приймають у формулі  $\gamma_n \cdot N_c \leq \psi \cdot d \cdot f_{dc} \cdot A_c$  більшим з двох значень:  $f_{dc}$  визначеного за формулою (8.22) для неармованої кладки, або  $f_{dc} = f_{sk}$ , де  $f_{sk}$  - розрахунковий опір кладки з сітчастим армуванням при осьовому стиску, який визначають за формулою:

$$f_{sk} = f_d + \frac{2\mu f_{yk}}{100} \quad \text{або} \quad f_{sk1} = f_d + \frac{2\mu f_{yk}}{100} \cdot \frac{f_d}{f_{2,5}} \quad (8.14)$$

При одночасній дії локального навантаження (опорні реакції балок, прогонів, перекриттів тощо) і основних навантажень (вага вищерозміщених кладки і навантаження, що передається на цю кладку) розрахунок проводять роздільно на місцеве навантаження і на суму локального і основного навантажень, при цьому приймають різні значення  $\zeta_1$  згідно з таблицею 8.3.

Таблиця 8.3

Матеріал кладки	$\zeta_1$ для навантажень за схемою			
	рисунок 8.1 а, в, в <sub>1</sub> , д, ж	рисунок 8.1 б, г, е, з		
	місцеве навантаження	сума місцевого і основного навантажень	місцеве навантаження	сума місцевого і основного навантажень
1 Повнотіла цегла, суцільні камені і великі блоки з важкого бетону або бетону на пористих заповнювачах М5,0 і вище	2	2	1	1,2
2 Керамічні цегла і камені з порожнинами, бутобетон	1,5	2	1	1,2
3 Порожністі бетонні камені і блоки. Суцільні камені і блоки з бетону. Камені і блоки з ніздрюватого бетону і природного каменю	1,2	1,5	1	1

**Примітка.** Для кладок всіх видів на незатверділому розчині або на замороженому розчині в період його відтавання при зимовій кладці, виконаній способом заморожування, приймають значення  $\zeta_1$ , наведені в таблиці. Для цегли, каменів і блоків з порожністю більше 25 % значення коефіцієнта приймають за 1.

При розрахунку на суму локального і основного навантажень дозволено враховувати тільки ту частину локального навантаження, яка буде прикладена до завантаження площі змінання основним навантаженням.

**Примітка.** У разі, коли площа перерізу достатня для сприйняття одного лише локального навантаження, але недостатня для сприйняття суми локального і основного навантажень, допускають усувати передачу основного навантаження на площу змінання шляхом влаштування проміжку або укладання м'якої прокладки над опорним кінцем прогону, балки або перемички.

При місцевих крайових навантаженнях, що перевищують 80 % розрахункової несучої здатності кладки при місцевому стиску, рекомендовано передбачати армування опорної ділянки кладки сітками зі стержнів діаметром не менше ніж 3 мм з розміром вічка не більше 60 мм x 60 мм укладеними не менше ніж в трьох верхніх горизонтальних швах.

При передачі місцевих навантажень на пілястри ділянку кладки, розташовану в межах 1 м нижче розподільної плити, армують через три ряди кладки сітками, зазначеними у цьому пункті. Сітками рекомендовано з'єднувати опорні ділянки пілястр з основною частиною стіни і закріплювати в стіну на глибину не менше ніж 12 см.

Розрахунок опорного вузла при центральному стиску слід проводити за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq g \cdot p \cdot f_d \cdot A, \quad (8.15)$$

де  $A$  - сумарна площа перерізу кладки і залізобетонних елементів в опорному вузлі в межах контуру стіни або стовпа, на які укладені елементи;

$f_d$  - розрахунковий опір кладки стиску;

$g$  - коефіцієнт, що залежить від величини площі опирання залізобетонних елементів у вузлі;

$p$  - коефіцієнт, що залежить від типу порожнин в залізобетонному елементі.

Коефіцієнт  $g$  при опиранні всіх видів залізобетонних елементів (прогонів, балок, перемичок, поясів, настилів) приймають:

$$g = 1, \text{ якщо } A_b \leq 0,1 \cdot A,$$

$$g = 0,8, \text{ якщо } A_b \geq 0,4 \cdot A,$$

де  $A_b$  - сумарна площа опирання залізобетонних елементів у вузлі.

При проміжних значеннях  $A_b$  коефіцієнт  $g$  визначають за інтерполяцією.

Якщо залізобетонні елементи (балки, настили тощо), обперті на кладку з різних сторін, мають однакову висоту і площу їх опирання у вузлі  $A_b > 0,8 A$ , дозволено проводити розрахунок без урахування коефіцієнта  $g$ , приймаючи у формулі

$$\gamma_n \cdot N \leq g \cdot p \cdot f_d \cdot A, \text{ де } A = A_b.$$

Коефіцієнт  $p$  приймають таким, що дорівнює:

- при суцільних елементах і настилах з круглими порожнинами - 1;
- при настилах з овальними порожнинами і наявності хомутів на опорних ділянках - 0,5.

У збірних залізобетонних настилах з незаповненими порожнинами, крім перевірки несучої здатності опорного вузла в цілому, перевіряють несучу здатність горизонтального перерізу, що перетинає ребра настилу, за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq f_{cd} \cdot A_n \cdot f_d \cdot A_k, \quad (8.16)$$

де  $f_{cd}$  - розрахунковий опір бетону осьовому стиску, приймають відповідно до норм на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій;

$A_n$  - площа горизонтального перерізу настилу, ослаблена порожнинами, на довжині обпирання настилу на кладку (сумарна площа перерізу ребер);

$f_d$  - розрахунковий опір кладки стиску;

$A_k$  - площа перерізу кладки в межах опорного вузла (без урахування частини перерізу, займаної ділянками настилів);

$n = 1,25$  - для важких бетонів і  $n = 1,1$  для бетонів на пористих заповнювачах.

**8.4.4** За необхідності підвищення несучої здатності опорної ділянки кладки при зминанні можуть застосовуватися такі конструктивні заходи:

- а) сітчасте армування опорної ділянки кладки, згідно з 9.2.1–9.2.4;
- б) опорні розподільні плити;
- в) розподільні пояси при покритті великих прольотів, особливо в будівлях з масовим скупченням людей (кінотеатри, зали клубів, спортзали тощо);
- г) влаштування пілястр;
- д) комплексні конструкції (залізобетонні елементи, забетоновані в цегляну або кам'яну кладку);
- е) виконання з повнотілої цегли верхніх 4–5 рядів кладки в місцях опирання елементів на кладку.

**8.4.5** При місцевих крайових навантаженнях, що перевищують 80 % розрахункової несучої здатності кладки при зминанні, під елементом, що створює місцеве навантаження, рекомендовано посилювати кладку сітчастим армуванням, яке має чарунки розміром не більше 100 мм × 100 мм і діаметр стержнів не менше ніж 3 мм.

У місцях прикладання місцевих навантажень у випадках, коли підсилення кладки сітчастим армуванням є недостатнім, передбачають укладання розподільних плит товщиною, кратній товщині рядів кладки, але не менше ніж 14 см, армованих за розрахунком двома сітками із загальною кількістю арматури не менше ніж 0,5 % в кожному напрямку.

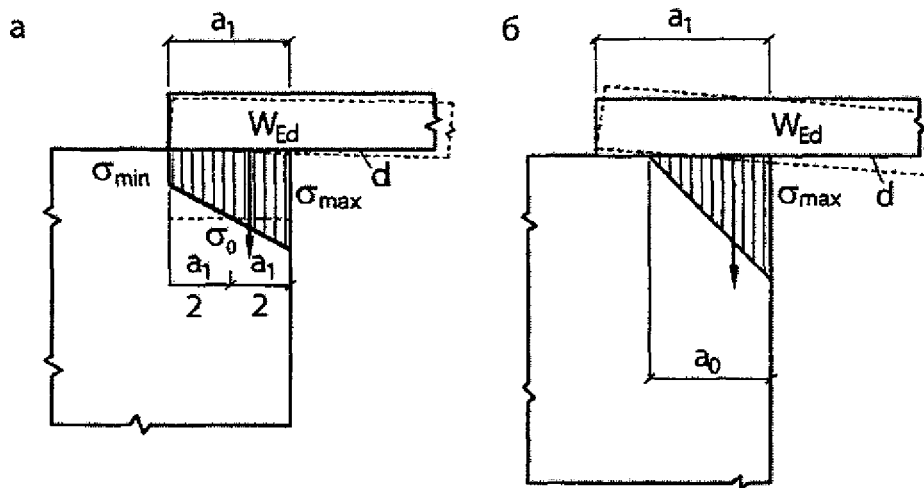
При крайовому опорному тиску однопрогонових балок, прогонів, ферм тощо більше 100 кН укладання опорних розподільних плит (або поясів) є обов'язковим також і в тому випадку, якщо це не потрібно за розрахунком. При таких навантаженнях товщину розподільних плит рекомендовано приймати не менше ніж 22 см.

**8.4.6** При обпиранні на край кладки згинальних елементів (балок, прогонів тощо) без розподільних плит або з розподільними плитами, які можуть повертатися разом з кінцями елемента, довжину опорної ділянки елемента приймають за розрахунком. При цьому плита забезпечує розподіл навантаження тільки по своїй ширині в напрямку, перпендикулярному до згинальних елементів.

**Примітка 1.** За необхідності збільшення площі зминання під опорними плитами рекомендовано укласти на них сталеві прокладки, що фіксують положення опорного тиску.

**Примітка 2.** Конструктивні вимоги до ділянок кладки, завантажених локальними навантаженнями наводять в 8.4.3.

Розрахунок кладки на зминання під опорами вільно лежачих елементів (балок, прогонів тощо) проводять в залежності від фактичної довжини опори  $a_1$  і корисної довжини  $a_0$ , рисунок 8.2. Епюру напружень під кінцем балки приймають по трапеції (при  $a_1 < a_0$ ) або по трикутнику (при  $a_1 \geq a_0$ ). Допускають також наближено приймати трикутну епюру з основою  $a_0 = a_1$ , якщо довжина опорного кінця балки менше її висоти.



а – епюра напружень - трапеція ( $a_1 < a_0$ ); б – те саме, трикутник ( $a_1 \geq a_0$ )

**Рисунок 8.2** - Розподіл напружень під кінцем балки

Корисну довжину опори визначають за формулою:

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_n \cdot V_{Ed}}{c \cdot b \cdot \operatorname{tg} \alpha}} \quad (8.17)$$

Крайові напруження при епюрі у вигляді трапеції:

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{c a_1}{2} \operatorname{tg} \alpha, \quad (8.18)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_0 - \frac{ca_1}{2} \operatorname{tg}\alpha, \quad (8.19)$$

де

$$\sigma_0 = \frac{\gamma_n \cdot V_{Ed}}{a_1 \cdot b}, \quad (8.20)$$

при епюрі у вигляді трикутника:

$$\sigma_{\max} = 2 \cdot \sigma_0, \quad (8.21)$$

де

$$\sigma_0 = \frac{\gamma_n \cdot V_{Ed}}{a_0 \cdot b}, \quad (8.22)$$

У формулах (8.17) — (8.22):

$a_0$  - корисна довжина опори;

$V_{Ed}$  - опорна реакція балки;

$b$  - ширина опорної ділянки балки, плити настилу або розподільної плити під кінцем балки;

$a_1$  - довжина опори балки;

$c$  - коефіцієнт постелі при зминанні кладки під кінцем балки;

$\alpha$  - кут нахилу осі балки на опорі.

Коефіцієнт постелі  $c$  визначають за формулами:

- для затверділої кладки:

$$c = \frac{50f_{u1}}{b}, \quad (8.23)$$

де  $f_{u1}$  - тимчасовий опір (середня границя міцності) стиску кладки, визначають за формулою  $f_u = kf_d$ ;

- для свіжої кладки:

$$c_1 = \frac{35f_{u1}}{b}, \quad (8.24)$$

де  $f_{u1}$  - тимчасовий опір стиску кладки на розчині марки 2.

При визначенні  $\operatorname{tg} \alpha$  приймають, що балка спирається на шарнір, розташований посередині опорного кінця. При нерозрізних балках проміжні опори приймають розташованими по осі відповідних стовпів або стін.

Для вільно лежачих балок при рівномірному навантаженні:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{ql^3}{24EI}, \quad (8.25)$$

де  $l$  - проліт балки;

$EI$  - жорсткість балки.

У формулі  $\gamma_n \cdot N_c \leq \psi \cdot d \cdot f_{dc} \cdot A_c$  величини коефіцієнта повноти епюри стиску і площі при епюрі напружень під кінцем балки у вигляді трапеції визначають за формулами:

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{ca_1 \operatorname{tg}\alpha}{2\sigma_0}}; \quad A_c = a_1 b. \quad (8.26)$$

При трикутній епюрі напружень:

$$\psi = 0,5; \quad A_c = a_0 b. \quad (8.27)$$

Якщо за розрахунком несуча здатність опорної ділянки при свіжій кладці недостатня, рекомендовано установка тимчасових стійок, що підтримують кінці балок.

**8.4.7** При завантаженні кладки на зминання в двох напрямках облік її роботи здійснюють шляхом перемноження коефіцієнтів повноти епюру напружень (8.4.2).

Для знаходження форми розподілу величини місцевих стискаючих напружень під опорою перемички в поперечному напрямку визначають корисну ширину опори  $b_0$  з умови рівності нулю суми моментів щодо середини ширини опорного майданчика перемички. Тангенс кута повороту перемички навколо поздовжньої осі визначають з формули (8.17), в якій  $a_0$  замінюють на  $b_0$ , а  $b$  на  $a_1$ . Коефіцієнт повноти епюри тиску від місцевого навантаження визначають з відношення обсягу епюри тиску до об'єму  $\sigma_{\max} A_c$ .

**8.4.8** Розрахунок кладки на зминання під опорами однопрогонових балок або настилів з закладеними опорами проводять за формулою:

$$\gamma_n V_{Ed} \leq \frac{f_{dc} ab}{\frac{6e_0}{a} + 1}, \quad (8.28)$$

де  $V_{Ed}$  - розрахункове навантаження від ваги балки і прикладених до неї навантажень;

$f_{dc}$  - розрахунковий опір кладки при зминанні;

$a$  - глибина закладення балки в кладку;

$b$  - ширина полиць балки;

$e_0$  - ексцентриситет розрахункової сили відносно середини защемлення, при цьому величину ексцентриситету визначають за формулою:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}, \quad (8.29)$$

де  $M_{Ed}$  - згинальний момент в закладанні;

$V_{Ed}$  - опорна реакція балки.

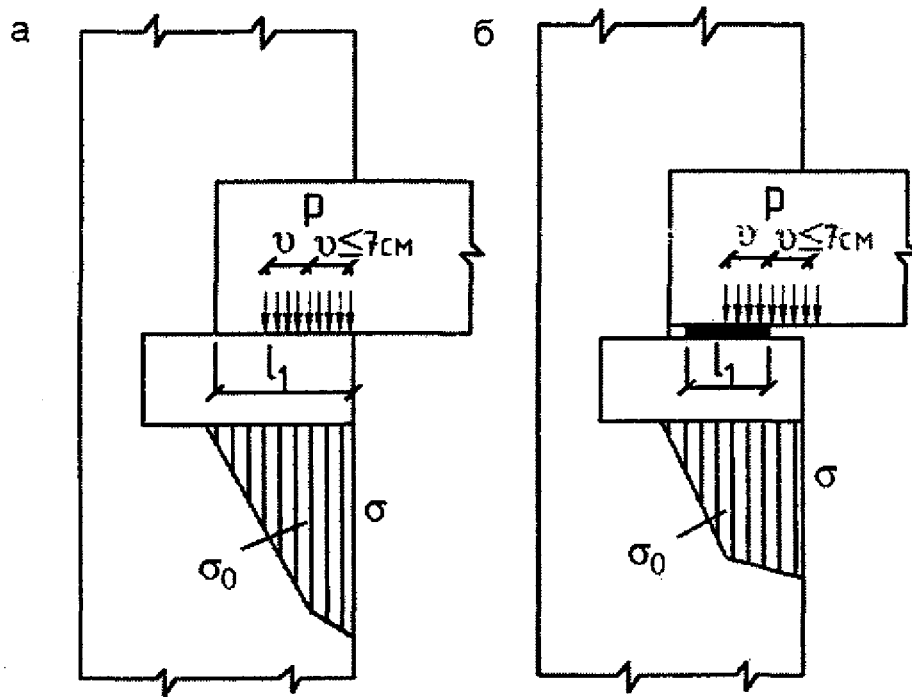
При рівномірно розподіленому навантаженні на балку або плиту настилу:

$$\gamma_n M_{Ed} = -\frac{ql^2}{12}. \quad (8.30)$$

**8.4.9** При розрахунку перерізів кладки, розташованих під розподільною плитою, навантаження на плиту від встановленої на неї балки (ферми тощо) без фіксуєної прокладки приймають у вигляді зосередженої сили, що дорівнює опорній реакції ферми, що спирається на елемент. Точку прикладання сили приймають на відстані  $\frac{1}{3}l_1$ , але не більше ніж 7 см від внутрішнього краю плити (рисунок 8.3, а).

За наявності прокладки, що фіксує положення опорного тиску, відстань від точки прикладання зосередженої сили до внутрішнього краю прокладки визначають за вказівками цього пункту, причому в цьому випадку  $l_1$  - довжина прокладки (рисунок 8.3, б).

Розподільну плиту розраховують на місцевий стиск, вигин і сколювання при дії місцевого навантаження, прикладеного зверху, і реактивного тиску кладки знизу. При розрахунку розподільної плити зосереджену силу замінюють навантаженням, рівномірно розподіленим по площі зминання, що має ширину  $b$  опорної ділянки, яка спирається на плиту елемента і довжину  $2v$ , де  $v$  - відстань від внутрішнього краю плити або фіксує прокладки до осі навантаження (рисунок 8.3).



а) спирання балки без фіксуєної прокладки; б) спирання балки з прокладкою

**Рисунок 8.3** - Схема навантажень і напруження при розрахунку опорної плити

**8.4.10** Якщо навантаження передається на кладку через розподільні пристрої (наприклад, через залізобетонну або металеву плиту), то ці пристрої в розрахунковій схемі замінюють поясом кладки (або стовпом), що має розміри в плані ті ж, що й розподільні пристрої з еквівалентною за жорсткістю висотою, обчисленою за формулою:

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_d}}, \quad (8.31)$$

де  $E_p$  - модуль пружності матеріалу розподільного пристрою (для залізобетонних розподільних пристроїв  $E_p = 0,85E_b$ , де  $E_b$  - початковий модуль пружності бетону);  
 $I_p$  - момент інерції розподільного пристрою;  
 $E$  - модуль пружності кладки;  
 $d$  - розмір розподільного пристрою в напрямку, перпендикулярному до напрямку розподілу.

**8.4.11** Напруження в кладці під розподільними пристроями визначають за формулами, наведеними в таблиці 8.4.

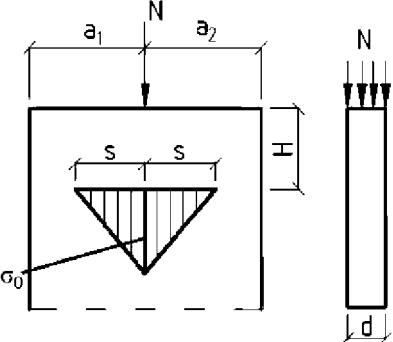
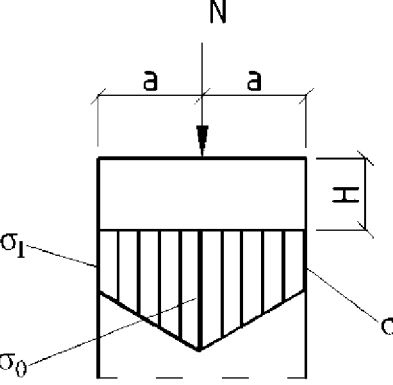
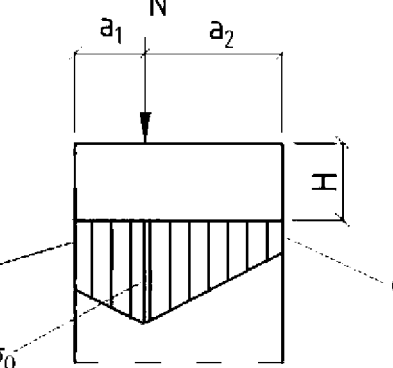
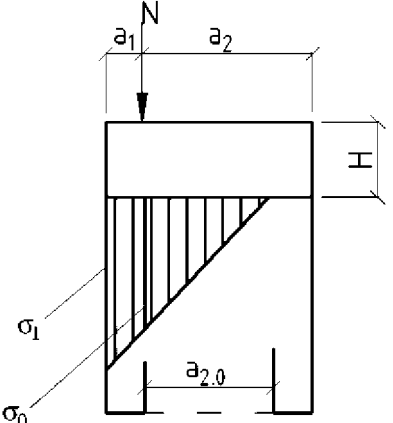
В цих формулах  $S$  - радіус впливу місцевого навантаження:

$$S = \frac{\pi H}{2} = 1,57H, \quad (8.32)$$

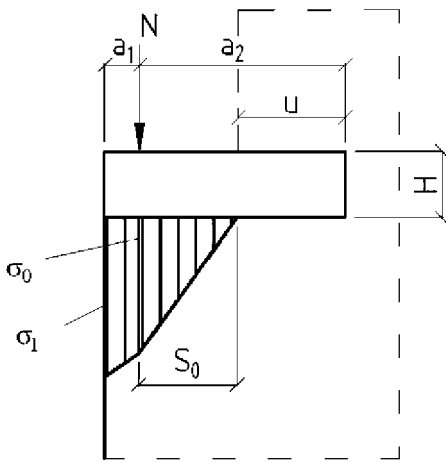
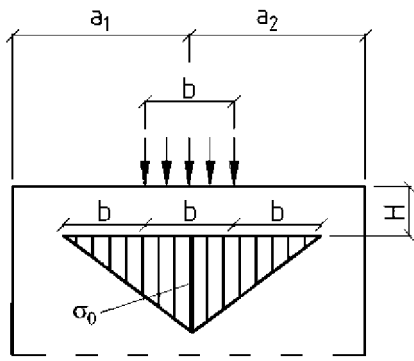
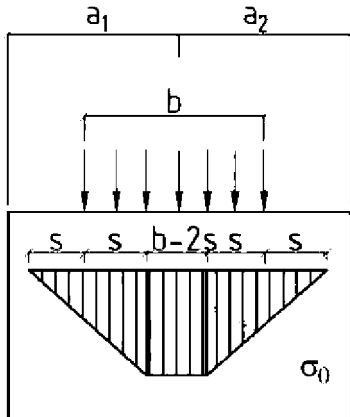
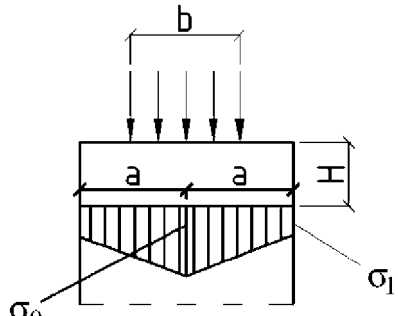
де  $H$  - відстань від рівня, в якому прикладене місцеве навантаження, до перерізу, що розраховують.



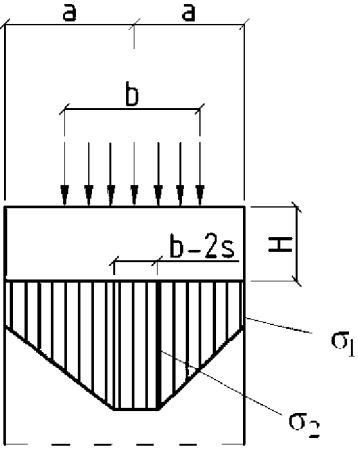
Таблиця 8.4

	Схема прикладання навантаження і розподілу напруження	Формули, що можуть бути застосовані в перерізах, де	Напруження $\sigma_0$ і $\sigma_1$
1	1	2	3
1		$a_1 \text{ і } a_2 > s = \frac{\pi H}{2}$	$\sigma_0 = 0,64 \frac{\gamma_n N}{Hd}$
2		$a < s$	$\sigma_0 = \frac{\gamma_n N}{2ad} \left(1 + 0,41 \frac{a^2}{H^2}\right);$ $\sigma_1 = \frac{\gamma_n N}{2ad} \left(1 - 0,41 \frac{a^2}{H^2}\right)$
3		$a_1 < s$ $a_1 \geq \frac{a_2}{2}$	$\sigma_0 = \frac{\gamma_n N}{2a_0 d} \left(1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2}\right);$ $\sigma_1 = \frac{2\gamma_n N a_2}{(a_1 + a_2) a_1 d} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_2)}{2a_1};$ $\sigma_1 = \frac{2\gamma_n N a_2}{(a_1 + a_2) a_2 d} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_2)}{2a_2};$ $a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8(a_1^3 + a_2^3)}$
4		$a_1 < s$ $a_1 < \frac{a_2}{2}$ $a_{2,0} < a_2$	$\sigma_0 = \frac{\gamma_n N}{2a_0 d} \left(1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2}\right);$ $\sigma_1 = \frac{2\gamma_n N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_{2,0})}{a_1};$ $a_0 = 1,25a_1;$ $a_{2,0} = \sqrt{\frac{4\gamma_n N a_1}{\sigma_0 d}} - a_1$

Продовження таблиці 8.4

1	1	2	3
5		<p> <math>a_1 &lt; s</math>; <math>a_2 \geq s_0</math>  <math>a_1 &lt; \frac{a_2}{2}</math>; <math>s_0 &lt; a_2</math> </p> <p>для затверділої кладки:  <math>u \geq 12 \text{ см} &gt; H</math>                      для свіжої або відталі кладки:  <math>u \geq 24 \text{ см} \geq 2H</math>                      Навантаження <math>q</math> погашає розтягувальне напруження під плитою                 </p>	<p> <math>\sigma_0 = \frac{\gamma_n N}{2a_0 d} (1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2});</math>  <math>\sigma_1 = \frac{2\gamma_n N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + s_0)}{a_1};</math>  <math>a_0 = 0,15s + 0,85a_1;</math>  <math>a_0 = 0,4a_1 + 0,6s</math> </p>
6		<p> <math>a_1, a_2 &gt; s + \frac{b}{2}</math>                      і одночасно  <math>b &lt; 2s</math> </p>	<p> <math>\sigma_0 = \frac{q}{d} \frac{2}{1 + \frac{\pi H}{b}};</math>  <math>q = \frac{\gamma_n N}{b}</math> </p>
7		<p> <math>a_1, a_2 &gt; s + \frac{b}{2}</math>                      і одночасно  <math>b &gt; 2s</math> </p>	<p> <math>\sigma_0 = \frac{q}{d}</math> </p>
8		<p> <math>a &lt; s + \frac{b}{2}</math>                      і одночасно  <math>b &lt; 2s</math> </p>	<p> <math>\sigma_0 = \frac{qb}{2ad} (1 + \beta^2);</math>  <math>\sigma_0 = \frac{qb}{2ad} (1 - \beta^2);</math>  <math>\beta = \frac{2a}{\pi H + b}</math> </p>

Кінець таблиці 8.4

1	1	2	3
9		$a < s + \frac{b}{2}$ <p>і одночасно <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \left[ 1 + \frac{(b + 2s - 2a)^2}{16as} \right];$ $\sigma_0 = \frac{q}{d} \frac{(b + 2s)^2 - 4a^2}{16as}$
<p><b>Примітка.</b> q – навантаження; b – товщина елемента.</p>			

При розрахунку перерізу під розподільчим пристроєм  $H=H_0$ , а в розташованих нижче перетинах  $H=H_0+H_1$ , де  $H_1$  – відстань від нижньої поверхні розподільного пристрою до перерізу, що розраховують.

**8.4.12** Якщо до розподільного пристрою докладено кілька зосереджених і розподілених місцевих навантажень, епюри напружень по його підшві можуть бути визначені як сума епюр, що відповідають кожному з цих навантажень. Розподілені навантаження можуть замінюватися кількома еквівалентними за величиною зосередженими силами.

**8.4.13** Розміри розподільчого пристрою (або розміри підстави конструкції, що створює місцеве навантаження) вибирають такими, щоб виконувалася умова:

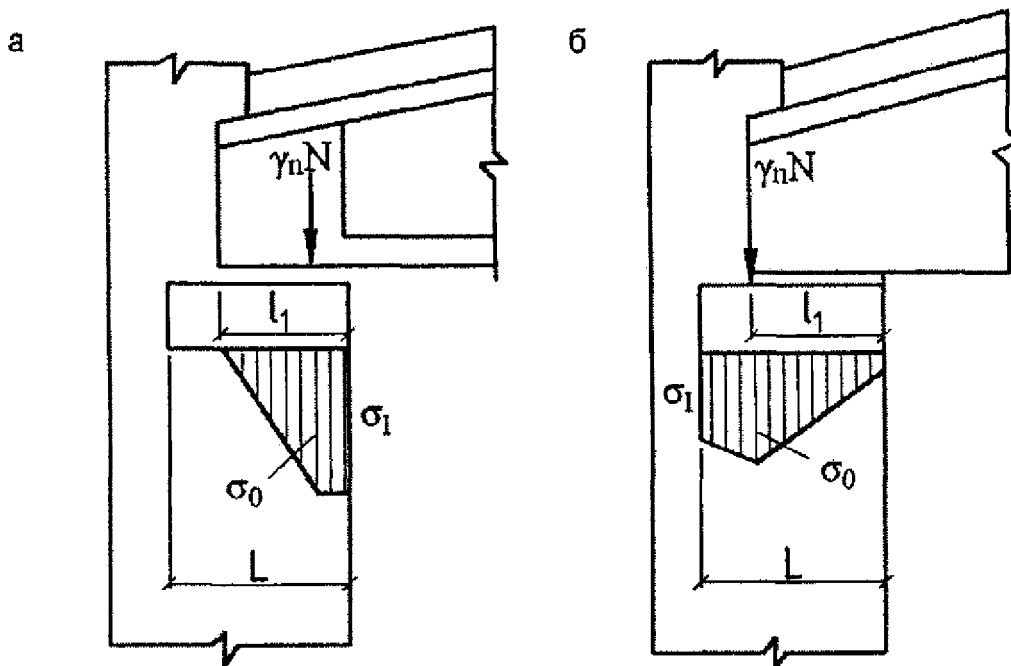
$$\sigma_{\max} \leq 0,8 \cdot \zeta \cdot f_u, \quad (8.33)$$

де  $\zeta$  – визначають за формулою

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \zeta_1;$$

Довжина розподільчої плити (якщо вона не обмежена розмірами перерізу кладки) має бути більше довжини опорного кінця балки, встановленої на плиту без фіксуючої прокладки (рисунок 8.4, а). Для визначення необхідної довжини розподільчої плити приймають, що рівнодіюча тиску від кінця балки на плиту прикладена безпосередньо на торці балки (рисунок 8.4, б).

Цим враховують можливість, наприклад, нерівномірного осідання опор. З урахуванням місця розташування рівнодіючої цього тиску за формулами, наведеними в таблиці 7.4, визначають епюру тиску від розподільчої плити на кладку. При цьому величина ординати епюри тиску (рисунок 8.4, б) на краю розподільчої плити, що примикає до незавантаженої частини кладки, не перевищує розрахункового опору кладки стиску  $f_d$ . Якщо за конструктивними міркуваннями довжина опорної плити не може бути збільшена, то необхідно збільшити її ширину.



а – навантаження та напруження при розрахунку кладки на місцевий стиск під опорною плитою;  
б – навантаження та напруження при визначенні довжини опорної плити

**Рисунок 8.4** - Розрахункова схема вузла опирання балки на кладку

**8.4.14** У зоні кладки, що примикає до площі зминання, розташованої на краю стіни, а також при встановленні розподільної плити, під якою умовно приймають рівномірну епюру напружень, виникають горизонтальні розтягувальні зусилля. З точністю, достатньою для практичних розрахунків епюра розтягувального напруження може бути представлена у вигляді трикутника з максимальною ординатою в рівні місцевого навантаження або підосви плити (рисунок 8.5).

Висоту розтягнутої зони  $b$  визначають за формулою:

$$b = a(1,75v^2 - 2,75v + 1,25), \quad (8.34)$$

де  $a$  - довжина завантаженої ділянки;  $v = \frac{a}{l}$ ;

$l$  - довжина елемента, що включає завантаженою ділянку.

Найбільшу ординату епюри розтягувальних напружень  $\sigma_{t,max}$  визначають за формулою:

$$\sigma_{t,max} = \frac{4q}{9,6v^2 - 1,7v + 1}; \quad (8.35)$$

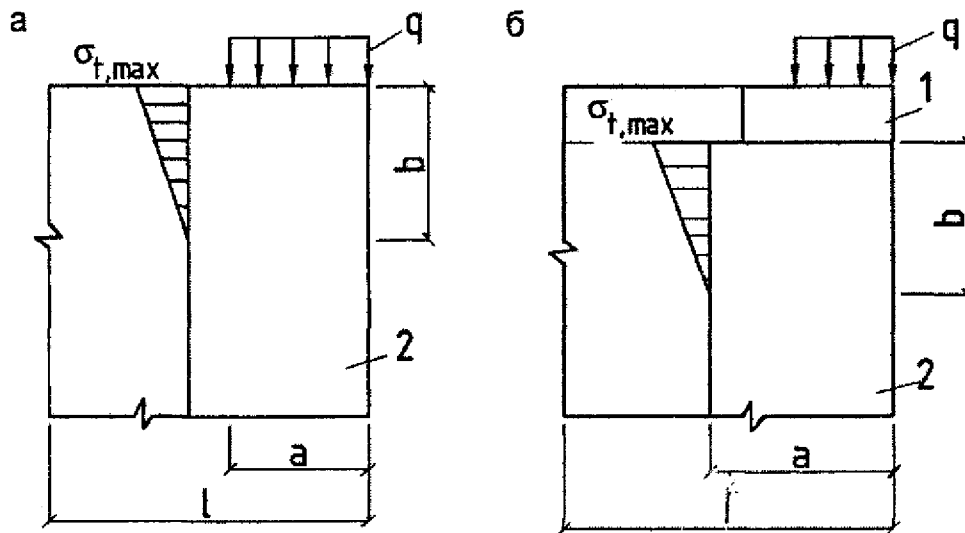
де  $q$  - величина навантаження, МПа (кгс/см<sup>2</sup>), рівномірно розподілена по площі місцевого стиску.

При  $v \leq 0,2$  приймають цей коефіцієнт 0,2; при  $v \geq 0,8$  розтягувальні напруження не враховують. Величину найбільшої ординати епюри розтягувальних напружень неармованої кладки визнають з умови:

$$\sigma_{t,max} \leq 0,8 \cdot f_{xk2}, \quad (8.36)$$

де  $f_{xk2}$  - розрахунковий опір кладки на розтяг при згині по перев'язаному перерізу, що дорівнює  $f_{xd2} = k f_{xd2}$  ( $k = 2,25$ ); де  $f_{xd2}$  - розрахунковий опір розтягу при згині.

Величини розтягувальних напружень  $\sigma_{t,max}$  в межах висоти розтягнутої зони  $b$  при різних відношеннях  $v = \frac{a}{l}$  можна визначати згідно з таблицею 8.5.



а - за відсутності розподільної плити, б при установці розподільної плити;  
1 - розподільна плита; 2 - кладка

**Рисунок 8.5** - Розподіл розтягувальних напружень в кладці при змінанні

**Таблиця 8.5**

$v = \frac{a}{l}$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$\sigma_{t,max}$	0,383 q	0,295 q	0,216 q	0,157 q	0,116 q	0,089 q
b	0,770 a	0,580 a	0,430 a	0,310 a	0,230 a	0,180 a

Якщо умова (8.36) не задовольняється, то горизонтальне зусилля

$$\sigma_{t,max} = \frac{hb}{2} \quad (h - \text{товщина стіни})$$

повинно бути сприйнято сітчастою арматурою, покладеної в горизонтальних швах кладки в межах висоти розтягнутої зони b. Для цього сітки, з метою їх достатнього анкерування, з одного боку заводять по всій площі змінання і на таку ж довжину в протилежну сторону, при цьому довжина сіток обмежується краєм стіни.

**Примітка.** При обпиранні балок і ферм на стіни і стовпи, вигин або зсув яких в напрямку поздовжньої осі балки обмежені, розрахунок опор проводять з урахуванням температурно-вологісних деформацій цих балок і стін. Для цього розрахунку можуть бути застосовані вказівки додатку К. Горизонтальні зусилля сприймає арматура.

**8.4.15** Нерозрізні розподільчі пристрої (наприклад, залізобетонні пояси) розраховують як балки на пружній основі.

Армування залізобетонних розподільчих пристроїв проводять відповідно до вимог ДБН В.2.6-98.

**8.4.16** У випадку складних вузлів обпирання (наприклад, при обпиранні на стіну або стовп прогонів, балок і плит в декількох напрямках, в одному або близьких рівнях), розрахунок яких може бути виконаний лише орієнтовно, застосовують конструктивні заходи, що підвищують надійність опорного вузла, наведені в 8.4.4, або вузол може бути замонолічений.

**8.4.17** При обпиранні ферм, балок покриттів, підкранових балок тощо на пілястри рекомендовано передбачати зв'язок розподільчих плит на опорній ділянці кладки з основною стіною. Глибина закладання плит в стіну має бути не менше ніж 12 см.

Виконання кладки, розташованої над плитами, слід передбачати безпосередньо після установки плит. Передбачати встановлення плит в борозни, що залишаються при кладці стін, не допускають.

**8.4.18** Фіксуючу прокладку закріплюють на поверхні плити за допомогою випущених з неї анкерів. Внутрішній край прокладки розміщують від краю опорної плити не менше ніж на 100 мм.

**8.4.19** Під опорними ділянками елементів, що передають місцеві навантаження на кладку, передбачають шар розчину марки не нижче ніж 50, товщиною не більше ніж 15 мм; установку цих елементів або ж розподільних плит на кладку "насухо" не допускають.

Кладку стін під опорами на висоту не менше ніж 10 рядів виконують з ланцюговою перев'язкою у всіх рядах як у поздовжньому, так і в поперечному напрямках, а кладку стовпів або пілястр - з ланцюговою або чотирирядною (системи Л.І. Оніщика).

## 8.5 Вигин, центральний розтяг і зріз

**8.5.1** Розрахунок неармованих згинальних елементів проводять згідно з формулою:

$$\gamma_n \cdot M_{Ed} \leq f_{xd2} \cdot W, \quad (8.37)$$

де  $M_{Ed}$  - розрахунковий згинальний момент;

$W$  - момент опору перерізу кладки при пружній її роботі;

$f_{xd2}$  - розрахунковий опір кладки розтягу при вигині по перев'язаному перерізу.

Розрахунок неармованих згинальних елементів на поперечну силу проводять за формулою:

$$\gamma_n \cdot V_{Ed} \leq f_{tw} \cdot b \cdot z, \quad (8.38)$$

де  $f_{tw}$  - розрахунковий опір кладки головним розтягувальним напруженням при вигині;

$b$  - ширина перерізу;

$z$  - плече внутрішньої пари сил для прямокутного перерізу  $z = \frac{2}{3} h$ .

**Примітка.** Проектування елементів кам'яних конструкцій, що працюють на згин по неперев'язаному перерізу, не допускають.

**8.5.2** Розрахунок елементів неармованих кам'яних конструкцій на міцність при осьовому розтягу проводять за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq f_{xk1} \cdot A_{ef}, \quad (8.39)$$

де  $N$  - розрахункова осьова сила при розтягу;

$f_{xk1}$  - розрахунковий опір кладки розтягу, прийнято відповідно до таблиці 9 додатка Р ДБН В.2.6-162 по перев'язаному перерізу;

$A_{ef}$  - розрахункова площа перерізу нетто.

**8.5.3** Розрахунок неармованої кладки на зріз по горизонтальних неперев'язаних швах і перев'язаних швах для бутової кладки проводять за формулою:

$$\gamma_n \cdot V_{Ed} \leq (f_{vd} + 0,8 n \mu \sigma_0) \cdot A, \quad (8.40)$$

де  $f_{vd}$  - розрахунковий опір зрізу;

$\mu$  - коефіцієнт тертя по шву кладки, приймають для кладки з цегли та каменів правильної форми 0,7;

$\sigma_0$  - середнє напруження стиску при найменшому розрахунковому навантаженні, яке визначають з коефіцієнтом перевантаження 0,9;

$n$  - коефіцієнт, що приймають 1,0 для кладки з повнотілої цегли і каменів і 0,5 - для кладки з порожнистої цегли і каменів з вертикальними порожнинами, а також для кладки з рваного бутового каменю;

$A$  - розрахункова площа перерізу.

Розрахунок кладки на зріз по перев'язаному перерізу (по цеглі або каменю) виконують згідно з формулою:

$$\gamma_n \cdot V_{Ed} \leq (f_{vd} + 0,8 n \mu \sigma_0) \cdot A, \quad (8.41)$$

без урахування обтиснення (2-й член формули). Розрахункові опори кладки приймають згідно з таблицею 11 додатка Р ДБН В.2.6-162.

При позацентровому стиску з ексцентриситетами, які виходять за межі ядра перерізу, для прямокутних перерізів  $e_0 > 0,17h$ , в розрахункову площу перерізу включають тільки площу стиснутої частини перерізу  $A_c$ .

## 8.6 Багатошарові стіни

**8.6.1** Багатошарові стіни складаються з конструктивних, облицювальних і теплоізоляційних шарів, з'єднаних жорсткими або гнучкими зв'язками.

**8.6.2** У двошарових стінах при жорсткій зв'язці верств ексцентриситет поздовжньої сили, спрямований у бік теплоізоляційного шару, приймають менше ніж 0,5 $y$ .

**8.6.3** Тришарові стіни з засипками або заповненням бетоном класу нижче ніж С10 і двошарові з утеплювачем класу С15 і нижче розраховують по перерізу кладки без урахування несучої здатності утеплювача.

**8.6.4** Розрахунок і проектування стін з обличкуванням виконують відповідно до 11.13.1-11.13.41.

## 8.7 Стійкість

**8.7.1** При розрахунку стін в процесі їх зведення, а також споруд, які не мають верхньої горизонтальної опори (наприклад, промислових димових труб, підпірних стін тощо), крім розрахунку на міцність і тріщиностійкість, необхідна перевірка на стійкість положення стіни або споруди. Це відноситься до перерізів, в яких не можуть бути сприйняті розтягувальні зусилля, як, наприклад, у рівні спирання фундаменту на ґрунт, стіни - на гідроізоляційний шар тощо.

Мета розрахунку - попередити перекидання конструкцій при малій поздовжній і поперечній значній силі. В цьому випадку перекидання може відбутися при незначному викришуванні однієї лише кромки перерізу.

Стійкість положення стіни забезпечується за умови, якщо рівнодіюча горизонтальних і вертикальних сил знаходиться в межах перерізу на достатній відстані від його стисненого краю, тобто при обмеженні величини ексцентриситету.

Розрахунок здійснюють за формулою:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N} \leq m_1 y, \quad (8.42)$$

де  $M_{Ed}$  - момент від розрахункового поперечного навантаження і позацентрового прикладання нормальної сили;

$N$  - нормальна сила від розрахункової власної ваги елемента, обчисленого з урахуванням коефіцієнта перевантаження 0,9;

$m_1$  - коефіцієнт, що приймають для стін в стадії їх зведення і які вільно стоять, = 0,9, а для споруд - за спеціальними вказівками;

$y$  - відстань від центра ваги елемента до краю перерізу у бік ексцентриситету.

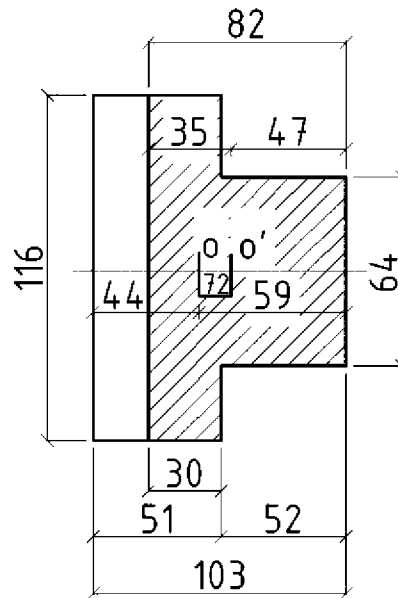
**Приклад 1.** Розрахунок ділянки стіни таврового перерізу на позацентровий стиск (ексцентриситет в бік ребра).

До таврового перерізу простінка прикладена розрахункова поздовжня сила  $N = 850$  кН (85 тс) і розрахунковий момент, спрямований у бік ребра  $M_{Ed} = 102$  кН·м (10,2 тс·м).

Розміри перерізу наведені на рисунку 8.6. Висота поверху  $H = 5$  м. Кладка виконана з глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на розчині марки 50, розрахунковий опір кладки  $f_d = 1,5$  МПа (15 кгс/см).

Перекрыття збірне залізобетонне, забиті на опорах в кладку стіни, товщина перекрыття  $H_f = 0,22$  м.

Будівля жорсткої конструктивної схеми (перекрыття є нерухомою горизонтальною опорою стіни).



**Рисунок 8.6** - Поперечний тавровий переріз

Знайти розрахункову несучу здатність  $N_{Ed}$ . Ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N} = \frac{102}{850} = 0,12. \quad (8.43)$$

Розрахунок проводимо за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A \cdot \omega, \quad (8.44)$$

Визначаємо геометричні характеристики перерізу.

Площа перерізу:

$$A = 0,51 \cdot 1,16 + 0,52 \cdot 0,64 = 0,924 \text{ м}^2.$$

Визначаємо відстань від центра ваги перерізу до краю полиці за графіком додатка Г:

$$\alpha = \frac{0,51}{1,03} = 0,50; \quad \beta = \frac{0,64}{1,16} = 0,55;$$

$$x = 0,43; \quad z_0 = 0,43 \cdot 1,03 = 0,44 \text{ м}.$$

Відстань від центра ваги перерізу до його краю в бік ексцентриситету:

$$y = h - z_0 = 1,03 - 0,44 = 0,59 \text{ м}.$$

Момент інерції перерізу відносно його центра ваги визначаємо за графіком додатка Г:

$$i = 0,0605 \cdot 1,16 \cdot 1,03^3 = 7,67 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$



Радіус інерції перерізу:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{7,67 \cdot 10^{-2}}{0,924}} = 0,29 \text{ м.} \quad (8.45)$$

Оскільки  $i > 0,087$  м, то згідно з 8.1.3.1 приймають  $m_g = 1$ .

Визначаємо значення коефіцієнта поздовжнього вигину  $\varphi$  для всього перерізу.

Розрахункову висоту простінка  $l_0$  за умов, зазначених у завданні відповідно до 8.1.3.2, приймають:

$$l_0 = 0,9H = 0,9(5 - 0,22) = 4,3 \text{ м.}$$

Гнучкість простінка визначають за формулою:

$$\lambda_{ic} = \frac{l_0}{i} = \frac{4,3}{0,29} = 15. \quad (8.46)$$

Пружна характеристика кладки з глиняної цегли пластичного пресування, виконаної на розчині марки 50,

$$\alpha = 1000.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину приймаємо згідно з таблицею 8.1:

$$\varphi = 0,99.$$

Визначаємо площу стиснутої частини перерізу.

Для визначення розмірів цієї площі застосовуємо формулу (Д.2) додатка Д:

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1} (2e_2 - d) + (e_2 - d)^2},$$

де  $x$  - відстань від точки прикладання сили до краю полиці стиснутої частини перерізу.

Точка прикладання сили збігається з центром ваги стиснутої частини перерізу:

$$b_1 = 1,16 \text{ м; } b_2 = 0,64 \text{ м; } d = 0,52 \text{ м,}$$

$$e_2 = y - e_0 = 0,59 - 0,12 = 0,47 \text{ м,}$$

$$x = \sqrt{\frac{0,64 \cdot 0,52}{1,16} (2 \cdot 0,47 - 0,52) + (0,47 - 0,52)^2} = 0,35 \text{ м.}$$

Висота стиснутої частини перерізу:

$$h_c = e_2 + x = 0,47 + 0,35 = 0,82 \text{ м.}$$

Площа стиснутої частини перерізу:

$$A_c = 0,64 \cdot 0,82 + 0,30 \cdot 0,26 \cdot 2 = 0,681 \text{ м}^2.$$

Визначаємо момент інерції стиснутої частини перерізу щодо його центра ваги за графіком додатка Д.

$$\alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{0,30}{0,82} = 0,37;$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{0,64}{1,16} = 0,55; \quad \eta = 0,061;$$

$$I_c = \eta b h^3 = 0,061 \cdot 1,16 \cdot 0,82^3 = 3,9 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Радіус інерції стиснутої частини перерізу:

$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{3,9 \cdot 10^{-2}}{0,681}} = 0,24 \text{ м.}$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину для стиснутої частини перерізу при

$$\lambda_{ic} = \frac{l_0}{i_c} = \frac{4,3}{0,24} = 18; \text{ згідно з таблицею 8.1 } \varphi_c = 0,97;$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,99 + 0,97}{2} = 0,98.$$

Так як радіус інерції перерізу  $i = 0,290 > 0,087$  (м), то коефіцієнт  $m_g$  приймаємо рівним одиниці. Коефіцієнт  $\omega$  приймаємо згідно з таблицею 8.2:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{0,12}{2 \cdot 0,59} = 1,1.$$

Розрахункова несуча здатність простінка  $N_{Ed}$ :

$$N_{Ed} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega = 0,98 \cdot 1,5 \cdot 0,681 \cdot 1,1 \cdot 10^3 = 1100 \text{ кН} > 850 \text{ кН} \quad (110 \text{ тс} > 85 \text{ тс}). \quad (8.47)$$

Розрахункова поздовжня сила  $N$  менше розрахункової несучої здатності  $N_{Ed}$ , отже, простінок задовольняє вимогам міцності.

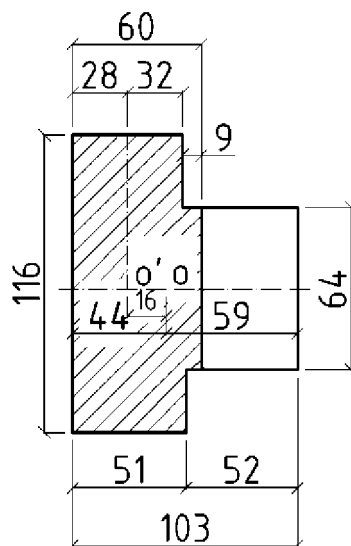
Відносний ексцентриситет:

$$\frac{e_0}{y} = \frac{0,12}{0,59} = 0,20 < 0,7.$$

Тому, розрахунок по розкриттю тріщин не проводять.

**Приклад 2.** Розрахунок ділянки стіни таврового перерізу на позацентровий стиск (ексцентриситет в бік полки).

До таврового перерізу простінка прикладена поздовжня сила з ексцентриситетом  $e_0 = 0,16$  м в сторону полки. Розміри простінка і всі інші дані (див. рисунок 8.7).



**Рисунок 8.7** - Поперечний тавровий переріз

Знайти розрахункову несучу здатність  $N_{Ed}$ .

Розрахунок проводимо за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega, \quad (8.48)$$

Наступні величини, які не залежать від ексцентриситету, обчислені в прикладі 1, залишаються

$$z_0 = 0,44 \text{ м}; \quad \alpha = 1000; \quad l_0 = 4,30 \text{ м};$$

$$m_g = 1; \quad \varphi = 0,99; \quad f_d = 1,5 \text{ МПа} \quad (15 \text{ кгс/см}^2);$$

$$A = 0,924 \text{ м}^2; \quad I = 7,67 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Відстань від центра ваги перерізу до краю перерізу у бік ексцентриситету:

$$y = z_0 = 0,44 \text{ м}.$$

Нормальна сила прикладена на відстані

$$e_1 = z_0 - e_0 = 0,44 - 0,16 = 0,28 \text{ м}$$

від зовнішнього краю полиці перерізу.

Визначаємо площу стиснутої частини перерізу.

Для визначення розмірів цієї площі застосовуємо формулу (Д.1) додатка Д:

$$x = \sqrt{\frac{b_2 c}{b_1} (2e_2 - c) + (e_2 - c)^2},$$

де  $x$  - відстань від точки прикладання сили до краю ребра розрахункової частини перерізу;

$$b_1 = 1,16 \text{ м}; \quad b_2 = 0,64 \text{ м}; \quad c = 0,51 \text{ м}; \quad e_1 = 0,28 \text{ м},$$

$$x = \sqrt{\frac{0,64 \cdot 0,51}{1,16} (2 \cdot 0,47 - 0,51) + (0,47 - 0,51)^2} = 0,314 \text{ м}.$$

Розміри розрахункової стиснутої частини перерізу показані на рисунку 8.8.

Площа стиснутої частини перерізу:

$$A_c = 1,16 \cdot 0,51 + 0,09 \cdot 0,64 = 0,649 \text{ м}^2.$$

Визначаємо момент інерції стиснутої зони перерізу щодо його центра ваги за графіком додатка Г:

$$\alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{0,51}{1,03} = 0,495;$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{0,64}{1,16} = 0,55; \quad \eta = 0,060;$$

$$I_c = \eta b h^3 = 0,060 \cdot 1,16 \cdot 0,60^3 = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Радіус інерції стиснутої частини перерізу:

$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^{-2}}{0,694}} = 0,152 \text{ м}. \quad (8.49)$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину для стиснутої частини перерізу при гнучкості:

$$\lambda_{ic} = \frac{l_0}{i} = \frac{4,3}{0,152} = 28;$$

Приймаємо згідно з таблицею 8.1  $\varphi_c = 0,92$  і визначаємо:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,99 + 0,92}{2} = 0,96.$$

Коефіцієнт  $\omega$  приймаємо згідно з таблицею 8.2.

Так як  $2y = 2 \cdot 0,44 = 0,88 < h = 1,03$ , то коефіцієнт  $\omega$  дорівнює:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,16}{1,03} = 1,15.$$

Розрахункову несуча здатність перерізу визначають за формулою:

$$N_{Ed} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega = 0,96 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,649 \cdot 1,15 = 1080 \text{ кН} > 850 \text{ кН} \quad (108 \text{ тс} > 85 \text{ тс}).$$

Розрахункова поздовжня сила  $N$  менше розрахункової несучої здатності  $N_{Ed}$ , отже, простінок задовольняє вимогам міцності.

Відносний ексцентриситет:

$$\frac{e_0}{y} = \frac{0,16}{0,44} = 0,36 < 0,7.$$

Тому розрахунок по розкриттю тріщин не проводять.

**Приклад 3. Розрахунок ділянки стіни таврового перерізу по несучій здатності і по розкриттю тріщин.**

До таврового перерізу простінок прикладена поздовжня сила з ексцентриситетом = 0,45 м в сторону ребра.

Розміри простінка і всі інші дані (див. рисунок 8.8).

Знайти розрахункову несучу здатність  $N_{Ed}$ . Наступні величини, які не залежать від ексцентриситету, обчислені в прикладі 1, залишають без зміни:

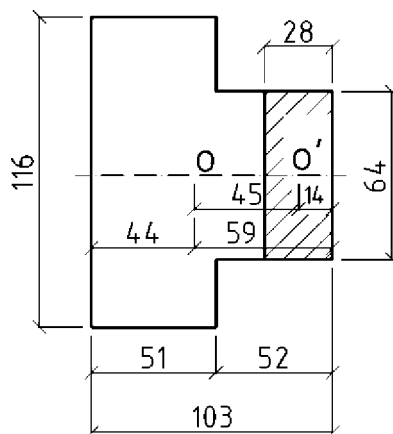
$$z_0 = 0,44 \text{ м}; \alpha = 1000; l_0 = 4,30 \text{ м};$$

$$m_g = 1; \varphi = 0,99; f_d = 1,5 \text{ МПа (15 кгс/см}^2\text{)};$$

$$A = 0,924 \text{ м}^2; I = 7,67 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Відстань від центра ваги до краю перерізу у бік ексцентриситету:

$$y = h - z_0 = 1,03 - 0,44 = 0,59 \text{ м},$$



**Рисунок 8.8** - Поперечний тавровий переріз

$$\frac{e_0}{y} = \frac{0,45}{0,59} = 0,76 > 0,7.$$

отже, простінок розраховують не тільки за несучою здатністю, а й за розкриттям тріщин в розтягнутій зоні перерізу.

**А. Обчислення  $N_{Ed}$  за несучою здатністю.**

Розрахунок проводимо за формулою:

$$\gamma_n N_{Ed} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega$$

Відстань  $s$  від точки прикладання сили до краю ребра перерізу дорівнює:

$$s = y - e_0 = 0,59 - 0,45 = 0,14 \text{ м} < 0,52/2,$$

тобто менше половини висоти ребра. Тому стиснута частина перерізу прямокутна і висоту визначають за формулою:

$$h_c = 2s = 2 \cdot 0,14 = 0,28 \text{ м}.$$

Розрахункова стиснута частина перерізу (рисунок 8.8):

$$A_c = 0,28 \cdot 0,64 = 0,179 \text{ м}^2.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину для стиснутої частини перерізу при гнучкості:

$$\lambda_n = \frac{l_0}{i_c} = \frac{4,30}{0,28} = 15,4;$$

згідно з таблицею 8.1  $\varphi_c = 0,76$ :

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,99 + 0,76}{2} = 0,88.$$

Коефіцієнт  $\omega$  приймаємо згідно з таблицею 8.2:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{0,45}{2 \cdot 0,59} = 1,38.$$

Розрахункова несуча здатність простінка:

$$\gamma_n N_{Ed} = 0,88 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,179 \cdot 1,38 = 326 \text{ кН (32,6 тс)}.$$

**Б. Визначення  $N_{Ed}$  за розкриттям тріщин в розтягнутій зоні перерізу**

Розрахунок виконуємо за формулою:

$$\gamma_n N \leq \frac{v_r f_{xd2} A}{A(h-y)e_0 - 1} \quad (8.50)$$

При передбачуваному строку служби конструкції 50 років  $v_r = 2,0$ .

Згідно з таблицею 12 додатка Р ДБН В.2.6-162 приймаємо  $f_{xd2} = 0,12$  МПа і визначаємо:

$$\gamma_n N \leq \frac{2 \cdot 0,2 \cdot 10^3 \cdot 0,924}{0,924 \cdot (1,03 - 0,59) \cdot 0,45 - 1} = 160 \text{ кН (16 тс)}.$$

$$\frac{7,67 \cdot 10^{-2}}{7,67 \cdot 10^{-2}}$$

Таким чином, граничне навантаження на простінок визначають в данному випадку розрахунком по розкриттю тріщин в розтягнутій зоні перерізу, а не розрахунком за несучою здатністю.

**Приклад 4. Розрахунок несучої здатності ділянки несучої стіни будівлі з жорсткою конструктивною схемою.**

До ділянки стіни прямокутного перерізу прикладена розрахункова поздовжня сила  $N = 165$  кН (16,5 тс), при тривалих навантаженнях  $N_g = 150$  кН (15 тс), короточасних  $N_{st} = 15$  кН (1,5 тс). Розмір перерізу  $0,24$  м  $\times$   $1,00$  м, висота поверху  $3$  м, нижні і верхні опори стіни – шарнірні, нерухомі. Стіна запроектована з газобетонних блоків дворядної розрізки, змонтованих на розчині проектної марки М50; газобетон густиною  $8$  т/м ( $800$  кг/м ) проектної марки за міцністю М50. Розрахункова вологість газобетону  $W = 10$  % (за масою).

Потрібно перевірити несучу здатність елемента стіни в середині висоти поверху при зведенні будівлі в літніх умовах.

Для несучих стін товщиною  $0,24$  м враховують випадковий ексцентриситет  $e_v = 0,02$  м. Отже, поздовжня сила буде діяти з ексцентриситетом  $e_0 = e_{0g} = e_v = 0,02$  м.

Розрахунок проводимо за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega,$$

Знаходимо геометричні характеристики перерізу. Площа перерізу елемента:

$$A = 0,24 \cdot 1,0 = 0,24 \text{ м}.$$

Площа стиснутої частини перерізу за формулою:

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h_c}\right) = 0,24 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,02}{0,24}\right) = 0,2 \text{ м}.$$

Відстань від центра ваги перерізу до краю перерізу у бік ексцентриситету:

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ м}.$$

Розрахунковий опір стиску кладки  $f_d$  згідно з таблицею 2 додатку Р ДБН В.2.6-162 з урахуванням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_c = 0,8$ , так само:

$$f_d = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 1,32 \text{ МПа (13,2 кгс/см}^2\text{)}.$$

Розрахункова довжина елемента дорівнює:

$$l_0 = H = 3 \text{ м.}$$

Гнучкість елемента дорівнює:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3}{0,24} = 12,5;$$

Пружна характеристика кладки  $\alpha$ , яку приймають згідно з таблицею 14 додатка Р ДБН В.2.6-16 дорівнює:

$$\alpha = 750.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$  визначаємо згідно з таблицею 8.1:

$$\varphi = 0,775.$$

Гнучкість стиснутої частини перерізу:

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{H}{(h - 2e_0)} = \frac{3}{(0,24 - 2 \cdot 0,02)} = 15;$$

Коефіцієнт поздовжнього згину стиснутої частини перерізу згідно з таблицею 8.1:

$$\varphi_c = 0,705.$$

За нижче наведеною формулою визначаємо коефіцієнт  $\varphi_1$ :

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,775 + 0,705}{2} = 0,74.$$

Коефіцієнт  $\omega$  для пористого бетону приймають згідно з таблицею 8.2, який дорівнює 1,0.

Коефіцієнт  $\eta$  при  $\lambda_{hc} = 15$  приймаємо 0,115.

Коефіцієнт  $m_g$  за формулою дорівнює:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h_c}\right) = 1 - 0,115 \cdot \frac{150}{165} \left(1 + \frac{1,2 \cdot 0,02}{0,24}\right) = 0,885. \quad (8.51)$$

Розрахункова несуча здатність ділянки стіни  $N_{Ed}$  дорівнює:

$$\gamma_n N_{Ed} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega = 0,885 \cdot 0,74 \cdot 1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 1 = 172,9 \text{ кН (17,29 тс)}.$$

Розрахункова поздовжня сила  $N$  менше  $N_{Ed}$ ,

$$N = 165 \text{ кН} < N_{Ed} = 172,9 \text{ кН}.$$

Отже, стіна задовольняє вимоги за міцністю. Ексцентриситет  $e_0 = 0,02$  м, що менше  $0,7y = 0,7 \cdot 0,12 = 0,084$  м, тому можливо не проводити розрахунок з розкриття тріщин.

**Приклад 5.** Розрахунок ділянки внутрішньої несучої стіни будівлі з жорсткою конструктивною схемою на позацентровий стиск.

До ділянки стіни прямокутного перерізу прикладена розрахункова поздовжня сила  $N = 200$  кН (20 тс) від тривалих навантажень  $N_g = 180$  кН (18 тс), короткочасних  $N_{st} = 2$  кН (2 тс) і розрахункові момент  $M_{Ed} = 3,9$  кН·м (0,39 тс·м). Розмір перерізу  $0,24 \times 1,00$  м, висота поверху  $H = 3$  м, нижні і верхні опори стіни - шарнірні нерухомі. Стіна запроектована з газобетонних блоків дворядної розрізки, змонтованих на розчині проектної марки М50; газобетон густиною  $0,6$  т/м<sup>3</sup> (600 кг/м<sup>3</sup>) проектної марки за міцністю С50. Розрахункова встановлена вологість газобетону  $W = 10$  % (за масою).

Потрібно перевірити несучу здатність елемента стіни в середині висоти поверху при зведенні будівлі в літніх умовах.

Ексцентриситет від розрахункової поздовжньої сили дорівнює:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N} = \frac{3,9}{200} = 0,0195 \text{ м.}$$

При розрахунку несучих і ненесучих стін товщиною 25 см і менше рекомендовано враховувати випадковий ексцентриситет  $e_v$ , який сумують з ексцентриситетом поздовжньої сили.

Величину випадкового ексцентриситету приймають: для несучих стін - 2 см; для ненесучих стін, а також для окремих шарів тришарових несучих стін -1 см; для перегородок та ненесучих стін, а також заповнень фахверкових стін випадковий ексцентриситет допускають не враховувати.

Випадковий ексцентриситет для несучих стін товщиною 0,24 м дорівнює  $e_v = 0,02$  м. Ексцентриситет від дії тривалих навантажень

$$e_{0g1} = \frac{M_{Ed}}{N_g} = \frac{3,9}{180} = 0,0217 \text{ м.}$$

Розрахунковий ексцентриситет приймаємо:

- від розрахункової поздовжньої сили з урахуванням випадкового ексцентриситету:

$$e_0 = e_{01} + e_v = 0,0195 + 0,02 = 0,0395 \text{ м} \approx 0,04 \text{ м,}$$

- від дії тривалих навантажень з урахуванням випадкового ексцентриситету:

$$e_{0g} = e_{0g1} + e_v = 0,0217 + 0,02 = 0,0417 \text{ м} \approx 0,042 \text{ м.}$$

Розрахунок проводимо за формулою:

$$\gamma_n \cdot N = m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega.$$

Знаходимо геометричні характеристики перерізу. Площа перерізу елемента:

$$A = 0,24 \cdot 1,0 = 0,24 \text{ м}^2.$$

Площа стиснутої частини перерізу за формулою:

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h_c}\right) = 0,24 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,04}{0,24}\right) = 0,16 \text{ м}^2. \quad (8.52)$$

Відстань від центра ваги перерізу до краю перерізу у бік ексцентриситету:

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ м.}$$

Розрахунковий опір стиску кладки  $f_d$  згідно з таблицею 2 додатка Р ДБН В.2.6-162 з урахуванням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_c = 0,8$  дорівнює:

$$f_d = 2,7 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 2,376 \text{ МПа (23,76 кгс/см}^2\text{)}.$$

Розрахункова довжина елемента  $l_0$ :

$$l_0 = H = 3 \text{ м.}$$

Гнучкість елемента за формулою:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3}{0,24} = 12,5;$$

Пружна характеристика згідно з таблицею 14 додатка Р ДБН В.2.6-162 дорівнює 750. Гнучкість стиснутої частини перерізу дорівнює:

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{H}{(h - 2e_0)} = \frac{3}{(0,24 - 2 \cdot 0,04)} = 18,75; \quad (8.53)$$

Коефіцієнт поздовжнього згину стиснутої частини перерізу згідно з таблицею 8.1 дорівнює 0,611.

За формулою, коефіцієнт  $\varphi_1$  :

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,775 + 0,611}{2} = 0,693.$$

Коефіцієнт  $\omega$  для пористого бетону приймають згідно з таблицею 8.2, який дорівнює 1,0.

Коефіцієнт  $\eta$  при  $\lambda_{hc} = 18,75$  приймаємо 0,209.

Коефіцієнт  $m_g$  за формулою дорівнює:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{og}}{h_c}\right) = 1 - 0,209 \cdot \frac{180}{200} \left(1 + \frac{1,2 \cdot 0,042}{0,24}\right) = 0,772. \quad (8.54)$$

Розрахункова несуча здатність елемента стіни:

$$\gamma_n \cdot N = m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega = 0,772 \cdot 0,693 \cdot 2,376 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 1 = 203,4 \text{ кН (20,34 тс)}.$$

Розрахункова поздовжня сила  $N$  менше розрахункової несучої здатності  $N_{Ed}$ :

$$N = 200 \text{ кН} < N_{Ed} = 203,4 \text{ кН}.$$

Отже, стіна задовольняє вимоги за міцністю.

Відносний ексцентриситет

$$\frac{e_0}{y} = \frac{0,4}{0,12} = 0,33 < 0,7,$$

тому розрахунок по розкриттю тріщин проводити не потрібно.

**Приклад 6.** Розрахунок кладки на зминання під опорами вільно лежачої однопролітної сталевий двотаврової балки горищного перекриття.

Балка № 20 з моментом інерції поперечного перерізу  $I = 1840 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$  довжиною 6,4 м прольотом (в світлі) 6 м, шириною полиці  $b = 0,1 \text{ м}$  та довжинами опорних кінців  $a_1 = 0,2 \text{ м}$  з кожної сторони. Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням  $q = 5 \text{ кН/м}$  (500 кгс/м), включаючи її власну вагу. Балки горищного перекриття опираються на цегляні стіни товщиною 0,51 м, виконані з цегли марки М100 на розчині марки М5,0. Розрахунковий опір кладки 1,5 МПа. Відстань між балками 1,5 м. Опорна реакція балки  $Q = 15 \text{ кН}$  (1,5 тс).

Корисну довжину опори  $a_0$  визначаємо за формулою

$$a_0 = \sqrt{\frac{2\gamma_n V_{Ed}}{cb \cdot \text{tg}\alpha}}.$$

Коефіцієнт постелі  $c$  при зминанні кладки під кінцем балки при затверділій кладці визначається за формулою

$$c = \frac{50f_u}{b} = \frac{50 \cdot 2 \cdot 1,5}{0,1} = 1,5 \cdot 10^3 \text{ мН/м}^3 \text{ (} 1,5 \cdot 10^5 \text{ тс/м}^3 \text{)}.$$

При рівномірно розподіленому навантаженні тангенс кута нахилу осі балки в середині опорного кінця визначається за формулою:

$$\text{tg}\alpha = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{5 \cdot 6,2^3 \cdot 10^{-3}}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1840 \cdot 10^{-8}} = 0,0128;$$

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 15 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,0128}} = 0,125 \text{ м} < 0,2 \text{ м}.$$

Розрахунок кладки на зминання під опорами балки проводиться за формулою:

$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot f_{dc} \cdot A_c$$



Оскільки корисна довжина опори балки  $a_0$  менша за її повну довжину  $a_1$  то еюра розподілу напружень приймається за трикутником з коефіцієнтом повноти  $\psi = 0,5$ ;  $d = 1,5 \cdot 0,5$   $\psi = 1,5$

Розрахункова площа перерізу  $A$  приймається

$$A = (0,1 + 0,51 \cdot 2 \cdot 0,125) = 0,14 \text{ м}^2.$$

Площа зминання  $A_c = 0,1 \cdot 0,125 = 0,0125 \text{ м}^2$ .

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1 = \sqrt[3]{\frac{0,14}{0,0125}} = 2,24 > \zeta_1$$

Розрахунковий опір кладки на зминання  $f_{dc} = \zeta f_d$

$$f_{dc} = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ МПа}.$$

Розрахункова несуча здатність затверділої кладки при зминанні:

$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot f_{dc} \cdot A_c = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 3 \cdot 0,0125 \cdot 10^3 = 23,4 \text{ кН} > 15 \text{ кН} \quad (2634 \text{ тс} > 1,5 \text{ тс})$$

Розрахункове навантаження на стіну при зминанні менше розрахункової несучої здатності кладки, отже, затверділа кладка під опорою балки задовольняє вимогам міцності.

Визначаємо розрахункову несучу здатність свіжої кладки при зминанні.

Коефіцієнт постелі  $c_1$  для свіжої кладки при міцності розчину  $0,2 \text{ МПа}$  та розрахунковому опору кладки  $0,8 \text{ МПа}$  визначається за формулою

$$c_1 = \frac{35f_{u1}}{b} = \frac{35 \cdot 2 \cdot 0,8}{0,1} = 0,56 \cdot 10^3 \text{ мН/м}^3 \quad (0,56 \cdot 10^5 \text{ тс/м}^3).$$

$$\text{tg } \alpha = 0,0128;$$

$$e_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 15 \cdot 10^{-3}}{0,56 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1 \cdot 0,0128}} = 0,205 \text{ м} > 0,2 \text{ м}.$$

Крайові напруження при еюрі у вигляді трапеції визначаються за формулами:

$$\sigma_0 = \frac{q}{a_1 \cdot b} = \frac{15}{0,2 \cdot 0,1} = 0,75 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{ca_1}{2} \text{tg } \alpha = 0,75 + \frac{0,56 \cdot 10^3 \cdot 0,02}{2} \cdot 0,0128 = 1,47 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_0 - \frac{ca_1}{2} \text{tg } \alpha = 0,75 - \frac{0,56 \cdot 10^3 \cdot 0,02}{2} \cdot 0,0128 = 0,03 \text{ МПа};$$

Коефіцієнт повноти еюри тиску при еюрі напружень під опорою балки у вигляді трапеції визначається за формулою:

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{ca_1 \text{tg } \alpha}{2\sigma_0}} = \frac{1}{1 + \frac{0,56 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,0128}{2 \cdot 0,75}} = 0,51;$$

Розрахункова площа перерізу  $A = (0,1 + 0,51 \cdot 2 \cdot 0,2) = 0,224 \text{ м}^2$ .

Площа зминання  $A_c = 0,1 \cdot 0,2 = 0,02 \text{ м}^2$ .

Коефіцієнт  $\zeta$  визначаємо за формулою:

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1 = \sqrt[3]{\frac{0,224}{0,02}} > \zeta_1 = 2$$

$$f_{dc} = \zeta f_d = 0,8 \cdot 2 = 1,6 \text{ МПа}$$

Розрахункова несуча здатність свіжої кладки при зминанні:

$$N_{Ed} = 0,51 \cdot 1,245 - 1,6 \cdot 103 \cdot 0,02 = 20,3 \text{ кН} > Q = 15 \text{ кН} (2,03 \text{ тс} > 1,5 \text{ тс}).$$

Розрахункове навантаження на стіну при зминанні менше розрахункової несучої здатності кладки, отже, свіжа кладка під опорою балки так само задовольняє вимогам міцності.

**Приклад 7.** Розрахунок на зминання кладки під опорною ділянкою балки покриття.

Розрахувати і сконструювати опори для двосхилих балок покриття над одноповерховою промисловою будівлею прольотом 15 м. Балки спираються на зовнішні стіни з пілястрами, крок - 6 м. Стіни товщиною 0,38 м зводять з цегли марки 75 на розчині марки 50; переріз пілястр (0,39 x 0,51 м) (рисунки 8.9 і 8.10). Враховуючи, що монтаж покриття може бути проведений через 7-10 діб після зведення кладки і за температури 10 °С, приймаємо міцність розчину з коефіцієнтом 0,5 (таблиця 6.2), тобто марки 2,5.

Вертикальне розрахункове навантаження на опору  $N = 250 \text{ кН}$  (25 тс). Балки спираються на кладку через залізобетонні розподільні плити, розташовані по всьому перерізу пілястр і на частині перерізу зовнішньої стіни.

Приймають попередні розміри опорної плити: ширину, що дорівнює ширині пілястри, довжину 0,64 м і висоту 0,22 м. Армування плити виконують відповідно до вимог 8.4.5.

Балка на опорну плиту спирається через фіксуючу прокладку, розміри якої визначають з умов місцевого зминання бетону плити.

Найбільш сприятливий розподіл напружень під опорною плитою буде при розміщенні прокладки по центральних осях опорної плити. В цьому випадку коефіцієнт нерівномірності розподілу напружень під опорною плитою визначають в основному жорсткістю цієї плити.

Напруження уздовж осі опорної плити, перпендикулярній до осі стіни, визначаємо згідно з формулами таблиці 8.4 (див. рисунок 8.9):

$$a = 0,32 \text{ м}; d = 0,51 \text{ м}.$$

Модуль пружності опорної плити:

$$E = 0,85 \cdot E_b = 0,85 \cdot 265 \cdot 10^2 = 225 \cdot 10^2 \text{ МПа}.$$

Момент інерції розподільної плити:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,51 \cdot 0,22^3}{12} = 4,53 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Модуль пружності кладки:

$$E = 0,5E_0 = 0,5 \cdot \alpha \cdot f_u = 0,5 \cdot 1000 \cdot 2,2 = 1100 \text{ МПа}.$$

Висота розподільної плити:

$$H = H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{Ed}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{225 \cdot 10^2 \cdot 4,53 \cdot 10^{-4}}{1100 \cdot 0,51}} = 2 \cdot \sqrt[3]{0,0182} = 2 \cdot 0,26 = 0,52 \text{ м}. \quad (8.54)$$

Згідно з таблицею 8.3, позиція 2, приймаємо:

$$\sigma_0 = \frac{\gamma_n N}{2ad} \left( 1 + 0,41 \frac{a^2}{H^2} \right) = \frac{250 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,32 \cdot 0,51} \left( 1 + 0,41 \frac{0,32^2}{0,52^2} \right) = 0,885 \text{ МПа} (8,8 \text{ кгс/см}^2),$$

$$\sigma_0 = \frac{\gamma_n N}{2ad} \left( 1 - 0,41 \frac{a^2}{H^2} \right) = \frac{250 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,32 \cdot 0,51} \left( 1 - 0,41 \frac{0,32^2}{0,52^2} \right) = 0,657 \text{ МПа} (6,50 \text{ кгс/см}^2).$$

Визначаємо коефіцієнт повноти епюри стиску  $\psi_1$  враховуючи, що об'єм епюри тиску дорівнює  $N$ :

$$\psi_1 = \frac{N}{\sigma_{\max} A_c} = \frac{250}{0,885 \cdot 10^3 \cdot 0,51 \cdot 0,64} = 0,87. \quad (8.55)$$

Напруження вздовж осі опорної плити, паралельної осі стіни, визначаємо згідно з таблицею 8.4, позиція 8 (рисунок 8.10):

$$q = \frac{N}{b} = \frac{250}{0,20} = 1250 \text{ кН/м.}$$

$$b = 0,20 \text{ м; } d_1 = 0,64 \text{ м; } a = 0,255 \text{ м.}$$

Відповідно до формули (8.31) знаходимо:

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{Ed}} = 2\sqrt[3]{\frac{225 \cdot 10^2 \cdot 4,53 \cdot 10^{-4}}{1100 \cdot 0,64}} = 2\sqrt[3]{0,0145} = 2 \cdot 0,244 = 0,488 \text{ м;}$$

$$\beta = \frac{2a}{\pi H + b} = \frac{2 \cdot 0,255}{3,14 \cdot 0,488 + 0,20} = \frac{0,51}{1,732} = 0,29;$$

$$\sigma_0 = \frac{qb}{2ad} (1 + \beta^2) = \frac{1250 \cdot 0,2 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,255 \cdot 0,64} (1 + 0,29^2) = \frac{250 \cdot 10^{-3}}{0,326} 1,084 = 0,830 \text{ МПа (8,30 кгс/см}^2\text{);}$$

$$\sigma_1 = \frac{qb}{2ad} (1 - \beta^2) = \frac{1250 \cdot 0,2 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,255 \cdot 0,64} (1 - 0,29^2) = 0,767 \cdot 0,916 = 0,703 \text{ МПа (7,03 кгс/см}^2\text{);}$$

$$\sigma_1 = 0,703 \text{ МПа} < R = 1,1 \text{ МПа (11 кгс/м}^2\text{);}$$

$$\psi_2 = \frac{N}{\sigma_{\max} A_c} = \frac{250 \cdot 10^{-3}}{0,830 \cdot 0,51 \cdot 0,64} = 0,92. \quad (8.56)$$

$$\psi = \psi_1 \cdot \psi_2 = 0,87 \cdot 0,92 = 0,80.$$

Розрахункову несучу здатність опори визначаємо відповідно до формули:

$$\gamma_n \cdot N_c = \psi \cdot d \cdot f_{dc} \cdot A_c, \quad (8.57)$$

$$d = 1,5 - 0,5 \psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,80 = 1,1;$$

$$\psi d = 0,80 \cdot 1,1 = 0,88;$$

$$f_{dc} = \zeta f_d = 1 \cdot 1,1 = 1,1 \text{ МПа;}$$

$$A_c = 0,51 \cdot 0,64 = 0,326 \text{ м}^2;$$

$$N_c = 0,88 \cdot 1,1 \cdot 0,326 \cdot 10^3 = 316 \text{ кН} > N = 250 \text{ кН (31,6 тс} > \text{25 тс).}$$

Цегляну кладку під опорною плитою відповідно до 8.4.4 і 8.4.13 армувати не потрібно, оскільки  $N < 0,8 \cdot N_c$  і  $v > 0,8$ .

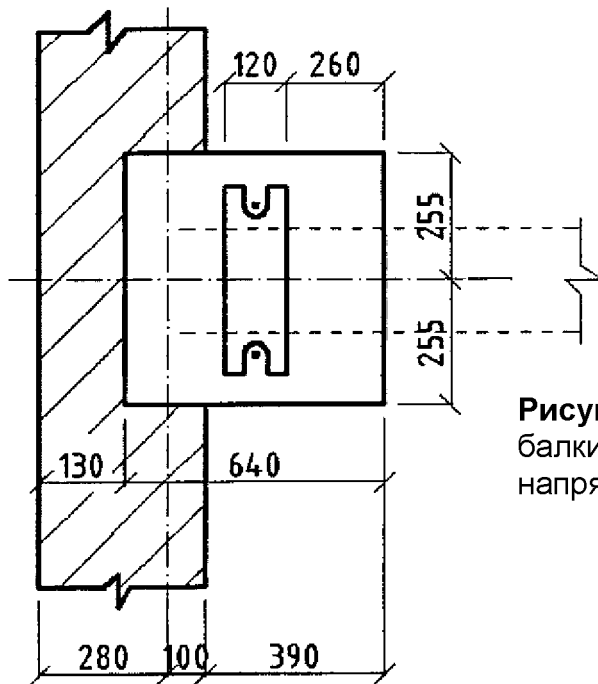
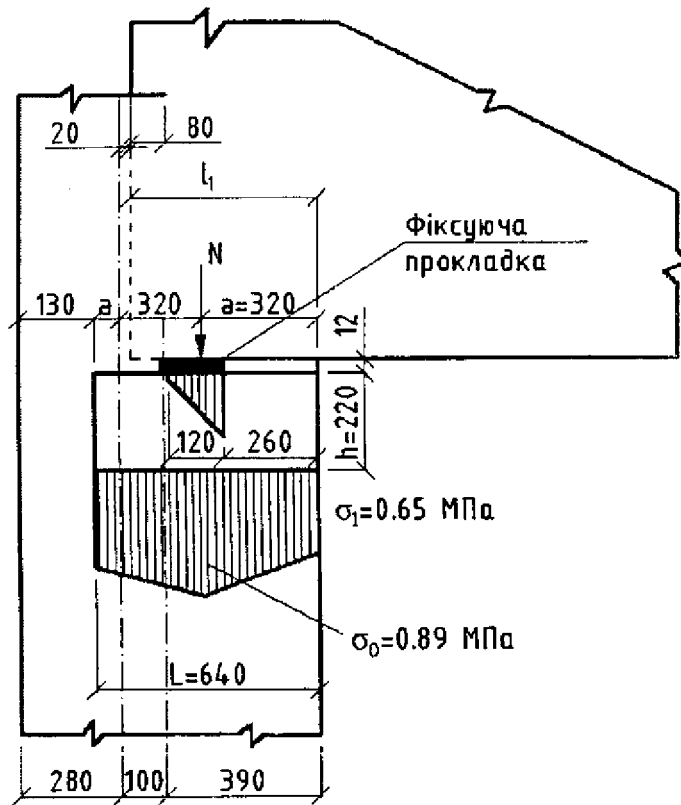


Рисунок 8.9 - Схема вузла опирання балки на стіну під опорною плитою в напрямку осі балки

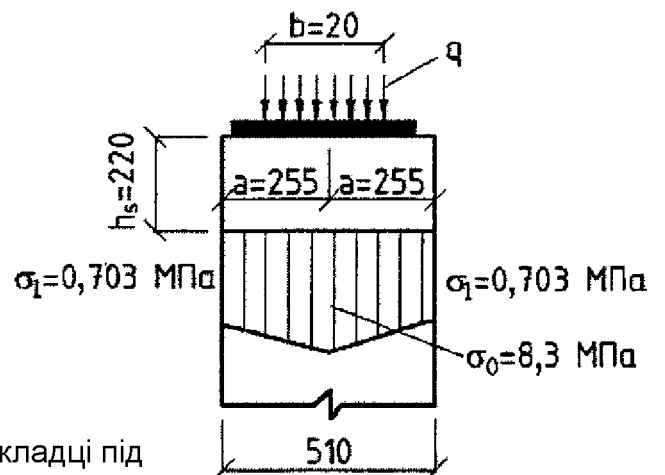


Рисунок 8.10 - Розподіл напружень в кладці під опорною плитою в поперечному напрямку

## 9 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ АРМОВАНИХ, КОМПЛЕКСНИХ І ПІДСИЛЕНИХ ОБОЙМАМИ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

### 9.1 Загальні вказівки

**9.1.1** У будівництві застосовують такі види армування та підсилення кам'яних конструкцій:

- поперечне (сітчасте з розташуванням арматурних сіток в горизонтальних швах кладки);
- поздовжнє з розташуванням арматури зовні під шаром цементного розчину або в борознах, що залишають у кладці;
- армування (підсилення) за допомогою включення в кладку залізобетону (комплексні конструкції);
- підсилення за допомогою включення елемента в залізобетонну або металеву обойму з куточків.

Армування кам'яних конструкцій значно підвищує їх несучу здатність і монолітність, забезпечує спільну роботу окремих частин будівель, а також є основним способом збільшення сейсмостійкості кам'яних конструкцій і будівлі в цілому.

**9.1.2** Для армокам'яних елементів застосовують цеглу всіх видів, керамічні та силікатні порожнисті камені, природні і штучні камені, що задовольняють вимогам державних стандартів на відповідні матеріали.

Марка цегли, що застосовується для армокам'яних конструкцій, не може бути менше ніж М75, каменю - менше ніж М35 і розчину - менше ніж М5.

**9.1.3** Розрахункові опори стиску кладки із цегли всіх видів і з керамічних каменів з щілиновидними вертикальними порожнинами шириною до 12 мм при висоті ряду кладки від 50 мм до 150 мм на важких розчинах наведено в таблиці 2 додатка Р ДБН В.2.6-162. При кладці з каменів марки 35 і вище ефективність сітчастого армування знижується, і розрахунковий опір кладки приймають  $f_{sk} \leq 5f_d$ .

**9.1.4** Розрахункові опори стиску бетону приймають згідно з ДБН В.2.6-98.

**9.1.5** Для армування кам'яних конструкцій рекомендується застосовувати:

- для сітчастого армування - сталь круглу гладку класу А240С і Вр-I;
- для поздовжнього армування, анкерів та зв'язків - арматуру класів А240 і Вр-I;
- для конструкцій, підсилених сталевими обоймами, допускають застосовувати листову і фасонну сталь, що задовольняє вимоги, встановлені для подібних елементів сталевих і залізобетонних конструкцій відповідними нормативними документами.

За відповідного обґрунтування допускають також армування стрижнями з інших видів сталі, що застосовують в залізобетонних конструкціях.

**9.1.6** Характеристичні  $f_{cn}$  та розрахункові опори арматури  $f_{ud}$ , прийняті відповідно до ДБН В.2.6-98, множать в залежності від виду армування конструкцій на коефіцієнти умов роботи  $v_{cs}$ , наведені в таблиці 13 додатка Р ДБН В.2.6-162.

Модуль пружності (початковий модуль деформацій) кладки  $E_0$  при короткочасному навантаженні приймають:

- для неармованої кладки:

$$E_0 = \alpha \cdot f_d ; \quad (9.1)$$

- для кладки з поздовжнім армуванням:

$$E_0 = \alpha \cdot f_{sku} . \quad (9.2)$$

У вище наведених формулах  $\alpha$  - пружну характеристику кладки - приймають згідно з таблицею 15 додатка Р ДБН В.2.6-162.

Модуль пружності кладки з сітчастим армуванням приймають таким самим, як для неармованої кладки.

Для кладки з поздовжнім армуванням пружну характеристику приймають такою ж, як неармованої кладки;  $f_u$  - тимчасовий опір (середня границя міцності) стиску кладки, що визначають за формулою:

$$f_u = \gamma_m \cdot f_d, \quad (9.3)$$

де  $\gamma_m$  - коефіцієнт, що приймають згідно з таблицею 14 додатка Р ДБН В.2.6-162:

$f_d$  - розрахункові опори стиску кладки, приймають згідно з таблицями 1-8 додатка Р ДБН В.2.6-162 з урахуванням коефіцієнтів, наведених у примітках до цих таблиць.

Пружну характеристику кладки з сітчастим армуванням рекомендовано визначати за формулою:

$$a_{sk} = \alpha \frac{f_k}{f_{sku}}, \quad (9.4)$$

де  $f_{sku}$  - тимчасовий опір (середня границя міцності) стиску армованої кладки з цегли або каменів при висоті ряду не більше ніж 150 мм, що визначають за формулами:

- для кладки з поздовжньою арматурою:

$$f_{sku} = \gamma_m f_d + \frac{f_{yk} \mu}{100}; \quad (9.5)$$

- для кладки з сітчастою арматурою:

$$f_{sku} = \gamma_m f_d + \frac{2f_{yk} \mu}{100}; \quad (9.6)$$

де  $\mu$  - відсоток армування кладки;

- для кладки з поздовжньою арматурою:

$$\mu = \frac{A_s}{A_k} \cdot 100,$$

де  $A_s$  і  $A_k$  - відповідно площі перерізу арматури і кладки для кладки з сітчастою арматурою  $\mu$ ;

$f_{yk}$  - характеристичні опори арматури в армованій кладці, що приймають для сталей класу А240С у відповідності з нормами на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій, а для сталі класу Вр-I - з коефіцієнтом умов роботи 0,6.

**9.1.7** Марку розчину для армокам'яних і комплексних конструкцій приймають не нижче ніж 50. Захисний шар цементного розчину для армокам'яних конструкцій з арматурою, розташованою зовні кладки, приймають товщиною (від зовнішньої поверхні робочої арматури) не менше ніж зазначено в таблиці 9.1.

Таблиця 9.1

Армовані конструкції	Захисний шар, мм, для конструкцій, розташованих		
	в приміщеннях з нормальною вологістю	на відкритому повітрі	у вологих і мокрих приміщеннях, а також у резервуарах, фундаментах тощо
Балки і стовпи	20	25	30
Стіни	10	15	20

**9.1.8** Відсоток армування стіни горизонтальною арматурою, що враховують у розрахунку приймають не нижче ніж 0,05 для кожного напрямку. При армуванні стін залізобетонними поясами або стояками відсоток армування рекомендовано відносити до площі перерізу стіни, що припадає на один залізобетонний елемент.

Відстань між вертикальними і горизонтальними стрижнями або між арматурними поясами стояками приймають не більше  $8h$ , де  $h$  - товщина стіни. При армуванні поясами або стояками відстані між ними можуть бути збільшені за умови перевірки розрахунком міцності стіни на ділянках між ними.

**9.1.9** Армування стін повинно передбачатися з дотриманням наступних правил:

- горизонтальну арматуру стін, як правило, розташовують у швах кладки;
- при однозначному навантаженні встановлюють одиночну поздовжню арматуру з розтягнутого боку стіни, а при знакозмінному навантаженні - подвійну (двосторонню арматуру);
- вертикальну арматуру, конструктивну або ту, що працює на розтяг, розташовану зовні стіни, зв'язують хомутами не рідше ніж через 30 діаметрів вертикальної арматури;
- тонкі стіни з цегли "на ребро" можуть бути армовані вертикальними і горизонтальними стрижнями в швах кладки з розмірами вічок арматурної сітки 52 мм × 52 мм або 52 мм × 65 мм;
- кінці горизонтальних і вертикальних стрижнів рекомендовано закладати в прилеглі конструкції (капітальні стіни, колони, об'язувальні балки тощо) і анкерувати.

**9.1.10** При поздовжньому армуванні стін (наприклад, в армокам'яних поясах) допускають застосування стрижнів арматури діаметром до 12 мм з потовщенням шва до 25 мм.

## **9.2 Елементи з сітчастим поперечним армуванням (стовпи, простінки, окремі ділянки)**

**9.2.1** Розрахунок елементів з сітчастим армуванням (рисунок 9.1) при центральному стиску виконують за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi \cdot f_{sk} \cdot A, \quad (9.7)$$

де  $N$  - розрахункова поздовжня сила;

$f_{sk} \leq 2f_d$  - розрахунковий опір при центральному стиску, який визначають для армованої кладки з цегли всіх видів і керамічних каменів зі щілиновидними вертикальними порожнинами згідно з формулою:

$$f_{sk} = f_d + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{ud}}{100}. \quad (9.8)$$

При міцності розчину менше 2,5 МПа (25 кгс/см<sup>2</sup>) при перевірці міцності кладки в процесі її зведення за формулою:

$$f_{ck} = c + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{ud}}{100} \cdot \frac{f_{d1}}{f_{d2,5}}, \quad (9.9)$$

де  $f_{d1}$  - розрахунковий опір стиску неармованої кладки в аналізований термін твердіння розчину;

$f_{d2,5}$  - розрахунковий опір кладки при марці розчину М2,5:

$\mu = v_s/v_k \cdot 100$  - відсоток армування за об'ємом, для сіток з квадратними чарунками з арматури перерізом  $A_{st}$  з розміром вічка  $C$  при відстані між сітками по висоті  $s$ :

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cs} \cdot 100, \quad (9.10)$$

де  $v_s$  і  $v_k$  - відповідно об'єми арматури і кладки;

$\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього згину, визначають згідно з таблицею 8.1 для  $\lambda_h$  або  $\lambda_i$  при пружній характеристиці кладки з сітчастим армуванням  $\alpha_{sk}$ .

**Примітка 1.** Відсоток армування кладки сітчастою арматурою при центральному стиску приймають не більше

$$\mu = 50 \frac{f_d}{f_{ud}} \geq 0,1\%.$$

**Примітка 2.** Елементи з сітчастим армуванням виконують на розчинах марки не нижче ніж М5 при висоті не більше ніж 150 мм.

При міцності розчину більше ніж 2,5 МПа (25 кгс/см<sup>2</sup>) відношення  $f_{d1}/f_{d2,5}$  приймають рівним одиниці.

**9.2.2** Розрахунок позацентрово стиснутих елементів з сітчастим армуванням при малих ексцентриситетах, що не виходять за межі ядра перерізу (для прямокутного перерізу  $e_0 \leq 0,17h$ ) виконують за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_{skb} \cdot A_c \cdot \omega, \quad (9.11)$$

або для прямокутного перерізу:

$$\gamma_n N \leq m_g \varphi_1 f_{skb} A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \cdot \omega, \quad (9.12)$$

де  $f_{skb} \leq 2f_d$  - розрахунковий опір армованої кладки при стиску, що визначають при марці розчину 5 і вище за формулою:

$$f_{sk} = f_d + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{ud}}{100} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right), \quad (9.13)$$

а при марці розчину менше ніж 2,5 (при перевірці міцності кладки в процесі її зведення) за формулою:

$$f_{skb} = c + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{ud}}{100} \cdot \frac{f_{d1}}{f_{d2,5}} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right). \quad (9.14)$$

**Примітка 1.** При ексцентриситетах, що виходять за межі ядра перерізу (для прямокутних перерізів  $e_0 > 0,17h$ ), а також при  $\lambda_h > 15$  або  $\lambda_i > 53$  застосовувати сітчасте армування не рекомендовано.

**Примітка 2.** Відсоток армування кладки сітчастою арматурою при позацентровому стиску приймають не більше визначеного за формулою:

$$\mu = \frac{50f_d}{\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \cdot f_{ud}} \geq 0,1\%.$$



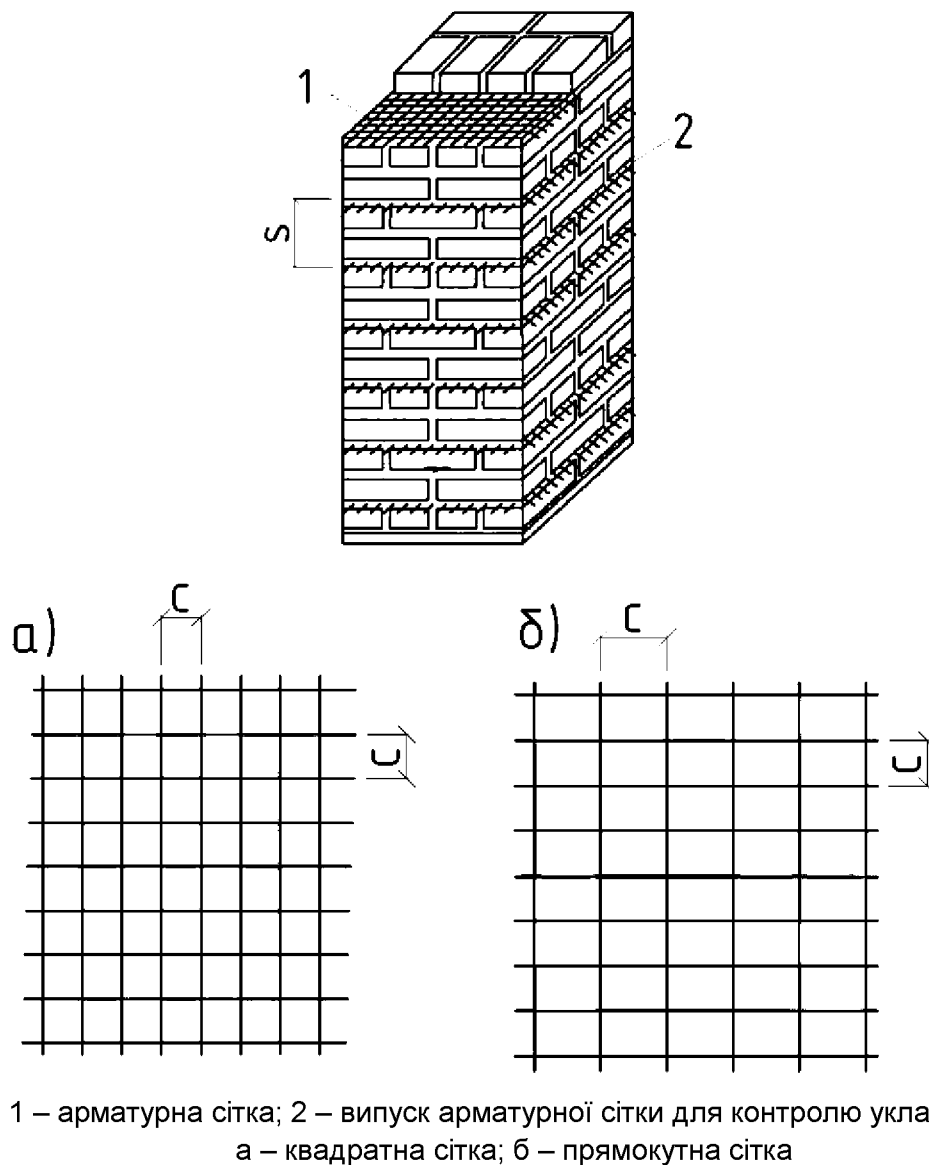
**9.2.3** Не допускають застосовувати сітчасте армування стін приміщень з вологим і мокрим режимами.

**9.2.4** При армуванні кладки сітками з прямокутними чарунками (див. рисунок 9.1, б) відсоток армування кладки визначають за формулою:

$$\mu = \frac{A_{st} + (c + c_1)}{c \cdot c_1 \cdot s} \cdot 100. \quad (9.15)$$

**9.2.5** Ефективність сітчастого армування цегляної кладки при розташуванні сіток рідше ніж через 45 см знижується. Таке армування може застосовуватися як конструктивне з розташуванням сіток по висоті елемента на відстані до 1 м. Сітки в цьому випадку в розрахунок не вводять, але вони перешкоджають розшаруванню кладки і раптовому її руйнуванню.

**9.2.6** Для підбору розмірів чарунок сіток і відстані між сітками по висоті елемента при заданому відсотку армування (при розташуванні їх у кожному шві кладки при висоті ряду 7,7 см, 10 см і 15 см) рекомендовано користуватися таблицею 9.2.



**Рисунок 9.1** - Сітчасте армування кам'яних конструкцій

Таблиця 9.2

Розмір, чарунки, см	Діаметр арматури, мм			
	3	4	5	6
	% армування сітками			
<b><i>s = 7,7 см (звичайна цегла h = 65 мм)</i></b>				
3×3	0,61	1,09	1,7	2,45
3,5×3,5	0,53	0,93	1,45	2,15
4×4	0,46	0,82	1,27	1,84
4,5×4,5	0,41	0,73	1,13	1,64
5×5	0,37	0,66	1,02	1,47
5,5×5,5	0,34	0,6	0,92	1,34
6×6	0,31	0,55	0,85	1,23
6,5×6,5	0,28	0,5	0,78	1,13
7×7	0,26	0,47	0,73	1,05
7,5×7,5	0,25	0,44	0,68	0,98
8×8	0,23	0,41	0,64	0,92
8,5×8,5	0,22	0,39	0,6	0,87
9×9	0,21	0,36	0,57	0,82
9,5×9,5	0,19	0,34	0,54	0,77
10×10	0,18	0,33	0,51	0,74
<b><i>s = 10 см (потовщена цегла h = 88 мм)</i></b>				
3×3	0,47	0,84	1,31	1,89
3,5×3,5	0,41	0,72	1,12	1,62
4×4	0,36	0,63	0,98	1,42
4,5×4,5	0,32	0,56	0,87	1,26
5×5	0,28	0,5	0,78	1,13
5,5×5,5	0,26	0,46	0,71	1,03
6×6	0,24	0,42	0,65	0,94
6,5×6,5	0,22	0,39	0,6	0,87
7×7	0,2	0,36	0,56	0,81
7,5×7,5	0,19	0,34	0,52	0,76
8×8	0,18	0,32	0,49	0,71
8,5×8,5	0,17	0,3	0,46	0,67
9×9	0,16	0,28	0,44	0,63
9,5×9,5	0,15	0,27	0,42	0,6
10×10	0,14	0,25	0,39	0,57
<b><i>s = 15 см (камінь h = 138 мм)</i></b>				
3×3	0,32	0,56	0,87	1,26
3,5×3,5	0,27	0,48	0,75	1,08
4×4	0,24	0,42	0,65	0,94
4,5×4,5	0,21	0,37	0,58	0,84
5×5	0,19	0,34	0,52	0,75
5,5×5,5	0,17	0,31	0,48	0,69
6×6	0,16	0,28	0,44	0,63

Кінець таблиці 9.2

Розмір, чарунки, см	Діаметр арматури, мм			
	3	4	5	6
	% армування сітками			
6,5×6,5	0,15	0,26	0,4	0,58
7×7	0,14	0,24	0,37	0,54
7,5×7,5	0,13	0,22	0,35	0,5
8×8	0,12	0,21	0,33	0,47
8,5×8,5	0,11	0,2	0,31	0,44
9×9	0,1	0,19	0,29	0,42
9,5×9,5	0,1	0,18	0,28	0,4
10×10	0,09	0,17	0,26	0,38

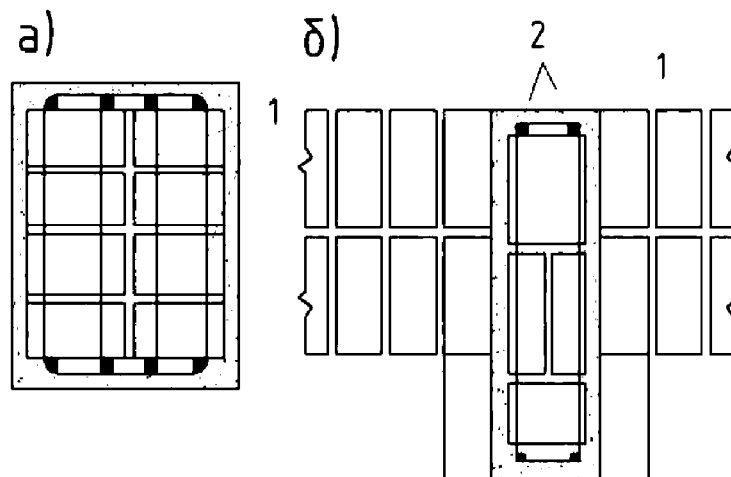
**Примітка.** При розташуванні сіток не в кожному шві кладки, а через 2-5 рядів, наведений в таблиці відсоток армування зменшується пропорційно числу рядів.

### 9.3 Елементи з поздовжнім армуванням

**9.3.1** Поздовжнє армування кам'яних конструкцій може застосовуватися в окремих конструктивних елементах (стінах, стовпах, перемичках, підпирних стінах тощо) для сприйняття розтягувальних зусиль у позацентрово стиснутих (при великих ексцентриситетах) і згинальних елементах, а також для підвищення міцності і стійкості тонких стін при  $\frac{l_0}{h} \geq 15$ .

Поздовжнє армування кам'яних конструкцій застосовують з метою підвищення опору кладки розтягуючим зусиллям і забезпечення монолітності і стійкості окремих частин і всієї споруди в цілому.

При поздовжньому армуванні кам'яних конструкцій арматуру укладають зовні під шаром цементного розчину або в штрабі кладки із заповненням штраби розчином (рисунок 9.2).



а – зовнішнє розташування арматури; б – розташування арматури в штрабі кладки;  
1 – поперечні хомути; 2 – поздовжня арматура

**Рисунок 9.2** - Поздовжнє армування цегляних конструкцій (стовпів, стін тощо)

**9.3.2** Кількість арматури, яку враховують при розрахунку стовпів і простінків, має становити не менше ніж, %:

- для стиснутої поздовжньої арматури 0,1;
- для розтягнутої поздовжньої арматури 0,05.

**9.3.3** При розрахунку елементів, що працюють на центральний і позацентровий стиск, враховують неповне використання міцності кладки на стиск, що працює спільно з арматурою, введенням коефіцієнта умов роботи кладки 0,85, на який множать розрахунковий опір кладки, а також неповне використання роботи стиснутої поздовжньої арматури.

При розрахунку елементів, що працюють на позацентровий стиск, розрахунковий опір кладки приймають  $\omega f_d$  ( $\omega$  - коефіцієнт, що приймають згідно з 8.1.3.4).

**9.3.4** У згинальних елементах застосування стиснутої арматури, що враховують у розрахунку, допускають тільки у виняткових випадках, наприклад, при обмеженій висоті перерізу, при дії знакозмінних моментів тощо.

**9.3.5** В елементах з поздовжньою арматурою, розташованою зовні кладки, площу перерізу захисних (розчинових) шарів в розрахунку не враховують.

**9.3.6** Розрахунок армованих кам'яних конструкцій з поздовжньою арматурою щодо виникнення та ширини розкриття тріщин проводять відповідно до розділу 10.

**9.3.7** Розрахунок елементів з поздовжньою арматурою при центральному стиску (рисунок 9.3 а) проводять за формулами:

$$\gamma_n \cdot N \leq \varphi (0,85 m_g \cdot f_d \cdot A + f_{sc} \cdot A'_s), \quad (9.16)$$

$$A'_s = \frac{\gamma_n N - \varphi \cdot 0,85 \cdot m_g \cdot f_d \cdot A}{\varphi \cdot f_{sc}}, \quad (9.17)$$

$$\mu = \frac{A'_s}{A} \cdot 100, \quad (9.18)$$

де  $N$  - поздовжня розрахункова сила;

$\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього вигину, що приймають відповідно до 8.1.3.2;

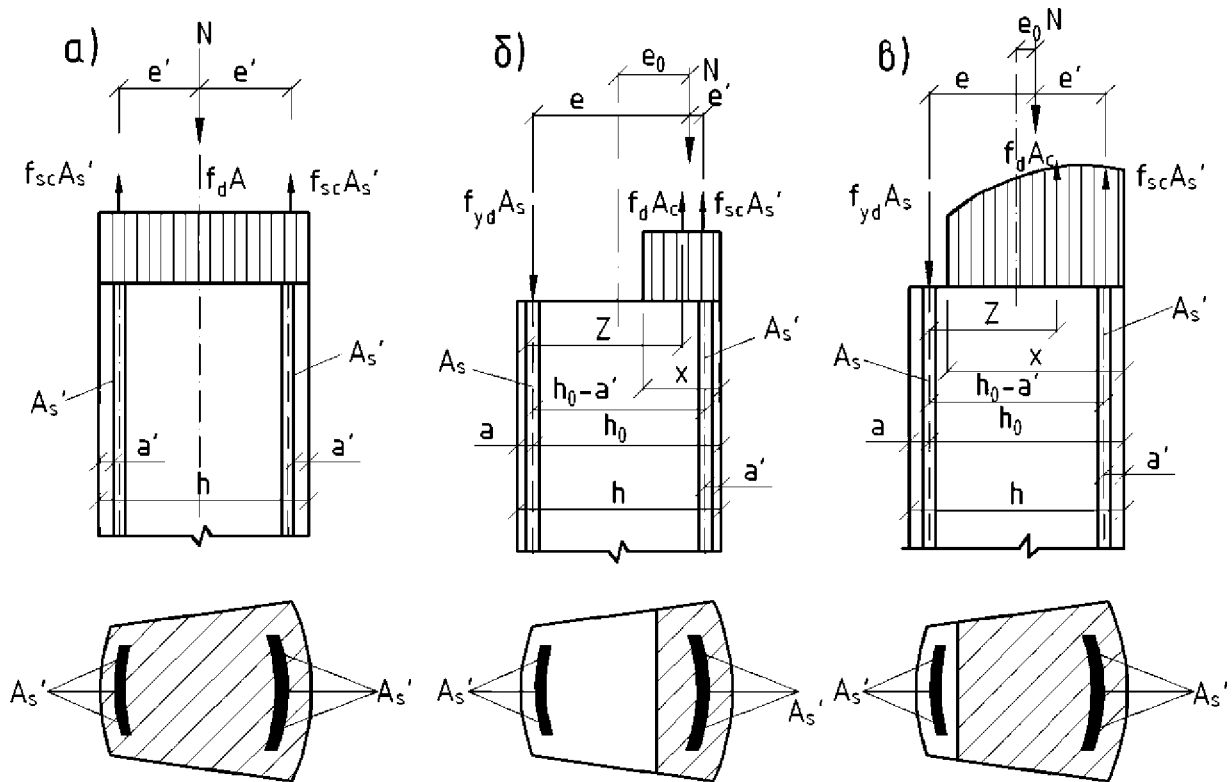
$m_g$  - коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження, див. 8.1.3.1;

$f_d$  - розрахунковий опір кладки;

$A$  - площа перерізу кладки;

$f_{sc}$  - розрахунковий опір поздовжньої стиснутої арматури;

$A'_s$  - площа перерізу поздовжньої арматури.



а - центральний стиск; б - випадок 1 ( $S_c < 0,8S_0$ ); в - випадок 2 ( $S_c \geq 0,8S_0$ )

**Рисунок 9.3** - Позацентровий стиск армованої кладки

**9.3.8** При позацентровому стиску розрізняють випадки позацентрово стиснутих елементів (рисунок 9.3, б, в).

Випадок 1, коли дотримується умова:

- при будь-якій формі перерізу:

$$S_c < 0,8S_0; \quad (9.19)$$

- при прямокутній формі перерізу:

$$x < 0,55h_0. \quad (9.20)$$

Випадок 2, коли дотримується умова:

- при будь-якій формі перерізу:

$$S_c \geq 0,8S_0; \quad (9.21)$$

- при прямокутній формі перерізу:

$$x \geq 0,55h_0. \quad (9.22)$$

У формулах (9.16) — (9.22);

$S_c$  - статичний момент стиснутої зони перерізу кладки щодо центра ваги розтягнутої менш стиснутої арматури  $f_{ud}$  ;

$S_0$  - статичний момент всього перерізу кладки щодо центра ваги розтягнутої  $f_{ud}$  або менш стиснутої арматури;

$x$  - висота стиснутої зони перерізу, що визначають згідно з додатком Е, таблиця Е.1.

Статичний момент  $S_0$  при будь-якій формі перерізу визначають за формулою:

$$S_0 = A(h_0 - y), \quad (9.23)$$

де  $A$  - площа перерізу кладки;

$h_0$  - робоча висота перерізу  $h_0 = h - a$ ;

$h$  - висота всього перерізу;

$a$  - товщина захисного шару з боку арматури;

$y$  - відстань від центра ваги всього перерізу до краю найбільш стиснутої грані.

При прямокутній формі перерізу:

$$S_0 = 0,5bh_0^2, \quad (9.24)$$

де  $b$  - ширина прямокутного перерізу.

Статичний момент  $S_c$  залежить від форми і розмірів перерізу, положення нейтральної осі і захисного шару. Формули для випадків, що найбільш часто зустрічають при визначенні  $S_c$ , наведені в таблиці Е.7 додатка Е. В таблицях Е.2, Е.3 і Е.4 цього додатка наведено формули для розрахунку позацентрово стиснутих елементів з поздовжньою арматурою, а також пояснення до таблиць.

**9.3.9** Розрахунок армованих згинальних елементів прямокутного перерізу зі стрижневою арматурою проводять за формулами:

а) при подвійній арматурі:

$$\gamma_n M_{ed} \leq f_d b x \cdot \left(h_0 - \frac{h}{2}\right) + f_{ud} A'_s \cdot (h_0 - a'), \quad (9.25)$$

при цьому положення нейтральної осі визначають за формулою:

$$f_{ud} A_s - f_{ud} A'_s = f_d b x, \quad (9.26)$$

б) при одиночній арматурі:

$$\gamma_n M_{ed} \leq 1,25 f_d b x, \quad (9.27)$$

при цьому положення нейтральної осі визначають за формулою:

$$f_{ud} A_s = 1,25 f_d b x. \quad (9.28)$$

Висоту стиснутої зони кладки визначають в усіх випадках за умови, що задовольняється:

$$x \leq 0,55h_0 \text{ і } x \geq 2a'. \quad (9.29)$$

**9.3.10** Розрахунок згинальних елементів на поперечну силу виконують за формулою:

$$\gamma_n V_{ed} \leq f_{vd} b z. \quad (9.30)$$

При прямокутному перерізі:

$$z = h_0 - \frac{x}{2}. \quad (9.31)$$

**Примітка.** Якщо міцність кладки при розрахунку на поперечну силу виявиться недостатньою, необхідна установка хомутів або пристрій улаштування відгинів в арматурі, розрахунок яких проводять відповідно до вказівок ДБН В. 2.6-98.

**9.3.11** Розрахунок елементів поздовжньо армованої кладки при центральному розтягу здійснюють за формулою:

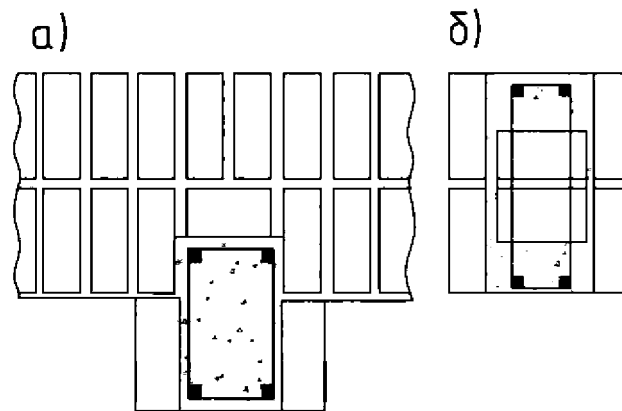
$$\gamma_n N \leq f_{ud} A_s \quad (9.32)$$

## 9.4 Комплексні елементи (елементи з кам'яної кладки, підсилені залізобетоном)

**9.4.1** Комплексними називають елементи кам'яної кладки з включенням в них залізобетону, що працює разом з кладкою. При цьому залізобетон рекомендовано розташовувати з зовнішньої сторони кладки (рисунок 9.4), що дозволяє перевірити густину укладеного бетону і є більш раціональним при позацентровому стиску, позовжньому згині і вигині конструкції.

**9.4.2** Комплексні конструкції застосовують в тих же випадках, що і кладку з позовжнім армуванням, а також коли потрібно значно збільшити несучу здатність сильно навантажених елементів при центральному або позацентровому стиску. Застосування в цьому випадку комплексних конструкцій дозволяє зменшити розміри перерізів елементів.

Для комплексних конструкцій застосовують матеріали, зазначені в 9.1.2, і бетон класу не вище ніж С12,5.



а – одностороннє розташування залізобетону; б – розташування залізобетону в штрабі

**Рисунок 9.4** - Схеми перерізів комплексних елементів

**9.4.3** При конструюванні комплексних елементів площа перерізу всієї позовжньої арматури становить не більше ніж 1,5 % площі перерізу бетону.

**9.4.4** При розрахунку комплексних елементів на центральний стиск рекомендовано дотримуватися таких умов:

$$\gamma_n N \leq \varphi_{cs} [0,85 m_g (f_d A + f_{cd} A_b) + f_{sc} A'_s], \quad (9.33)$$

де  $N$  - позовжня сила;

$m_g$  - коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження (формула 8.9);

$f_d$  - розрахунковий опір кладки;

$A$  - площа перерізу кладки;

$f_{cd}$  і  $f_{sc}$  - розрахункові опори бетону та арматури при центральному стиску, прийняті відповідно до ДБН В.2.6-98;

$A_b$  - площа перерізу бетону;

$A'_s$  - площа перерізу арматури;

$\varphi_{cs}$  - коефіцієнт позовжнього вигину комплексної конструкції, що приймають згідно з 8.1.3.2 при пружній характеристиці кладки

$$\alpha_{cs} = \frac{E_{0,red}}{f_{red}} \quad (9.34)$$

Наведений модуль комплексних елементів і наведений тимчасовий опір комплексного перерізу визначають за формулами:

$$E_{0,red} = \frac{E_{ok}I_k + E_bI_b}{I_k + I_b}; \quad (9.35)$$

$$f_{red} = \frac{f_u A + f_{ub} A_b}{A + A_b}. \quad (9.36)$$

У формулах (9.35) і (9.36):

$E_{ok}$ ,  $E_b$  - початкові модулі пружності кладки й бетону, що визначають для кладки згідно з 9.1.6, для бетону відповідно до ДБН В.2.6-98;

$I_k$ ,  $I_b$  - моменти інерції перерізу кладки й бетону;

$f_u = 2f_d$  - тимчасовий опір (середня границя міцності) стиску кладки;

$f_{cd}$  - характеристична міцність бетону при стиску, яку приймають згідно з ДБН В.2.6-98.

**9.4.5** Розрізняють випадки позацентрово стиснутих комплексних елементів (аналогічно кам'яним елементам з поздовжнім армуванням):

а) випадок 1, коли дотримується умова:

$$S_c \geq 0,8S_0; \quad (9.37)$$

б) випадок 2, коли дотримується умова:

$$S_c < 0,8S_0. \quad (9.38)$$

у випадку 1 розрахунок здійснюють за формулою:

$$\gamma_n N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85 \cdot m_g \cdot (f_d S_k + f_{cd} S_b) + f_{sc} S_s]}{e}. \quad (9.39)$$

При цьому, якщо сила  $N$  прикладена між центрами ваги арматури  $A_s$  і  $A'_s$ , то рекомендовано виконувати додаткову умову:

$$\gamma_n N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85 \cdot m_g \cdot (f_d S_{k1} + f_{cd} S_{b1}) + f_{sc} S'_s]}{e'}. \quad (9.40)$$

При одиночній арматурі ( $A'_s = 0$ ) розрахунок здійснюють за формулою:

$$\gamma_n N \leq \frac{\varphi_{cs} m_g \cdot (f_d S_k + f_{cd} S_b)}{e}. \quad (9.41)$$

У формулах (9.37) — (9.41):

$S_0 = S_k + \frac{f_{cd}}{f_d} \cdot S_b$  - статичний момент площі комплексного перерізу (приведеного до кладки) щодо центра ваги розтягнутої або менше стиснутої арматури  $A_s$ ;

$S_c = S_{cs} + \frac{f_{cd}}{f_d} \cdot S_{bc}$  - статичний момент площі стиснутої зони комплексного перерізу щодо центра ваги арматури  $A_s$ ;

$S_{kc}$  і  $S_{bc}$  - статичні моменти площ стиснутої частини перерізу кладки й бетону щодо центра ваги арматури  $A_s$ ;

$S_k$ ,  $S_b$  і  $S_s$  - статичні моменти площ перерізу кладки, бетону та арматури  $A'_s$  щодо центра ваги арматури  $A_s$ ;



$S_{k1}$ ,  $S_{b1}$  і  $S'_s$  - статичні моменти площ перерізу кладки, бетону та арматури  $A'_s$  щодо центра ваги арматури  $A'_s$ ;

$e$  і  $e'$  - відстані від точки прикладання сили до центра ваги арматури  $A_s$  і  $A'_s$ .

Якщо центри ваги арматури  $A_s$  і  $A'_s$  знаходяться на відстані понад 5 см від граней перерізу, то в формулах (9.40) і (9.41) статичні моменти і ексцентриситети  $e$  і  $e'$  визначають щодо межі перерізу.

При позацентрово стиснутих елементах комплексних конструкцій з великими ексцентриситетами (з розташуванням бетону з зовнішнього боку кладки), за яких дотримується умова  $S_c < 0,8S_0$ , розрахунок здійснюють за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85 \cdot f_d \cdot A_{cs} + f_{cd} \cdot A_{bc}) - f_{sc} \cdot A'_s - f_{ud} \cdot A_s]. \quad (9.42)$$

Положення нейтральної осі в цьому випадку визначають за формулою:

$$m_g (0,85 \cdot f_d \cdot S_{cs,N} + f_{cd} \cdot S_{bc,N}) \pm f_{sc} \cdot A'_s \cdot e' - f_{ud} \cdot A_s \cdot e = 0 \quad (9.43)$$

У формулі (9.43) знак "плюс" приймають, якщо сила  $N$  прикладена за межами відстані між центрами ваги арматури  $A_s$  і  $A'_s$ ; знак "мінус" - якщо сила  $N$  прикладена між центрами ваги арматури  $A_s$  і  $A'_s$ .

При одиночній арматурі ( $A'_s = 0$ ) розрахунок здійснюють за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85 \cdot \omega \cdot f_d \cdot A_{cs} + f_{cd} \cdot A_{bc}) - f_{ud} \cdot A_s]. \quad (9.44)$$

і положення нейтральної осі визначають з рівняння:

$$m_g (0,85 \cdot \omega \cdot f_d \cdot S_{cs,N} + f_{cd} \cdot S_{bc,N}) - f_{ud} \cdot A_s \cdot e = 0 \quad (9.45)$$

У формулах (9.42) — (9.45):

$A_{cs}$  - площа стиснутої зони кладки;

$A_{dc}$  - площа стиснутої зони бетону;

$S_{cs,N}$  - статичний момент стиснутої зони кладки щодо точки прикладання сили;

$S_{bc,N}$  - статичний момент стиснутої зони бетону відносно точки прикладання сили.

**9.4.6** Розрахунок згинальних елементів комплексних конструкцій здійснюють за формулою

$$\gamma_n \cdot M_{Ed} \leq f_d \cdot S_{cs} + f_{cd} \cdot S_{bc} + f_{ud} \cdot S_s. \quad (9.46)$$

Положення нейтральної осі визначають з рівняння:

$$f_{sc} \cdot A_s - f_{ud} \cdot A'_s = f_d \cdot A_{cs} + f_{cd} \cdot A_{bc} \quad (9.47)$$

Висоту стиснутої зони комплексного перерізу приймають такою, щоб в усіх випадках задовольняти умови:

$$S_c < 0,8S_0 \quad \text{і} \quad z \leq h_0 - a'. \quad (9.48)$$

При цьому значення  $S_0$  і  $S_c$ , а також  $S_{cs}$  і  $S_{bc}$  приймають такими ж, як при позацентровому стиску, а плече внутрішньої пари сил  $z$  приймають рівним відстані від точки прикладання рівнодіючої зусиль  $f_d A_{cs}$  і  $f_{cd} A_{bc}$  до центра ваги арматури  $A_s$ .

При одиночній гнучкій арматурі ( $A'_s = 0$ ) розрахунок здійснюють за формулою:

$$\gamma_n \cdot M_{Ed} \leq f_d \cdot S_{cs} + f_{cd} \cdot S_{bc} \quad (9.49)$$

і положення нейтральної осі визначають з рівняння:

$$f_{ud} \cdot A_s = f_d \cdot A_{cs} + f_{cd} \cdot A_{bc} \quad (9.50)$$

**9.4.7** Розрахунок згинальних елементів комплексних конструкцій на поперечну силу здійснюють за формулою:

$$\gamma_n \cdot V_{Ed} \leq f_{vd} b z, \quad (9.51)$$

де  $f_{vd}$  - розрахунковий опір кладки головним розтягувальним напруженням, що приймають згідно з таблицею 12 додатка Р ДБН В.2.6-162;

$b$  - ширина перерізу;

$z$  - плече внутрішньої пари сил при прямокутному перерізі:

$$z = h_0 - \frac{x}{2}. \quad (9.52)$$

У разі коли міцність кладки при розрахунку на поперечну силу недостатня, потрібна установка хомутів або частину поздовжніх стрижнів відгинають відповідно до вказівок ДБН В.2.6-98.

## 9.5 Елементи, підсилені обоймою

**9.5.1** Несуча здатність існуючих кам'яних конструкцій (стовпів, простінків, стін тощо) може виявитися недостатньою при реконструкції будівель, надбудови, а також при наявності дефектів в кладці. Одним з найбільш ефективних методів підвищення несучої здатності існуючої кам'яної кладки є включення її в обойму. В цьому випадку кладка працює в умовах всебічного стиснення, що значно збільшує її опірність впливу поздовжньої сили.

Застосовують три основні види обойм: сталеві, залізобетонні та армовані розчинні.

Основними факторами, що впливають на ефективність обойм, є: відсоток поперечного армування обойми (хомутами), марка бетону або штукатурного розчину і стан кладки, а також схема передачі зусилля на конструкцію.

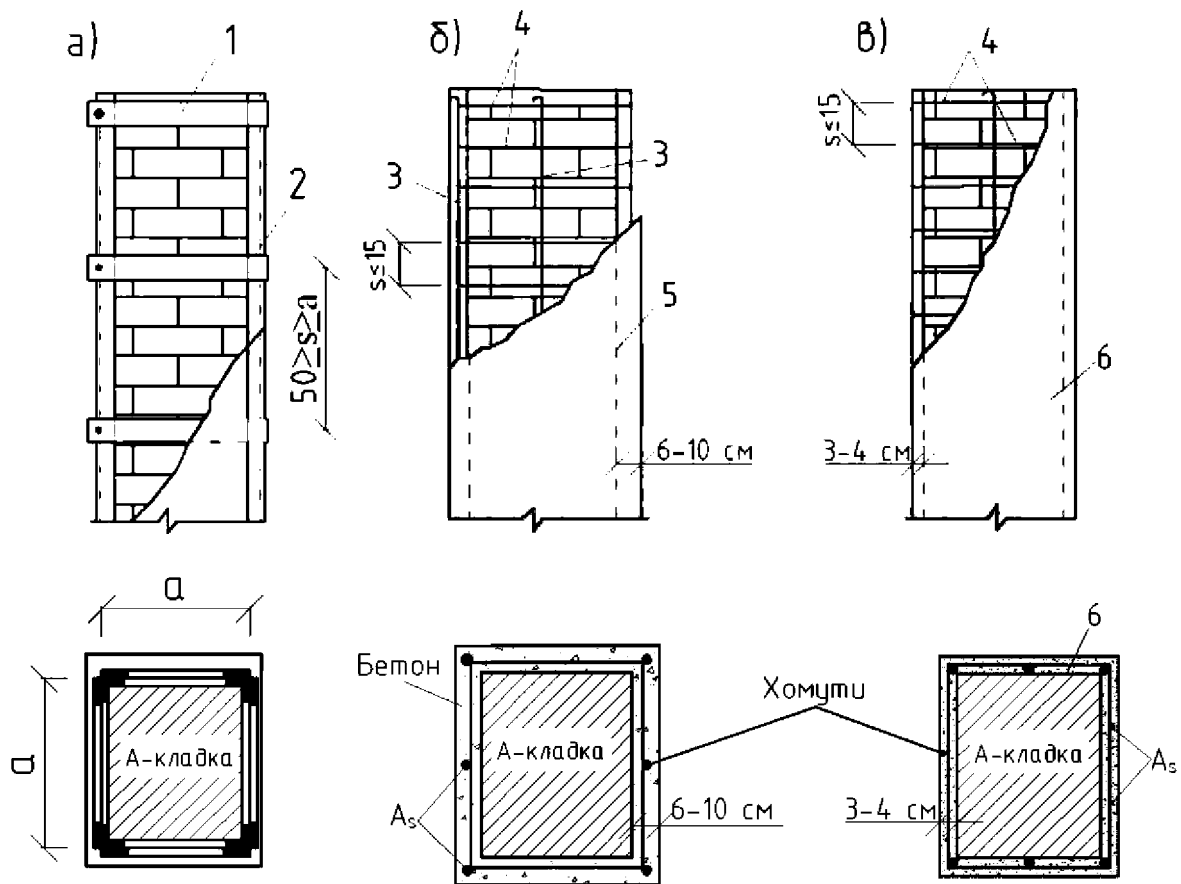
Зі збільшенням відсотка армування хомутами приріст міцності кладки зростає непропорційно, а по затухаючій кривій.

Дослідами встановлено, що цегляні стовпи і простінки, що мають тріщини, а потім посилені обоймами, повністю відновлюють свою несучу здатність.

**9.5.2** Сталеву обойму виконують з вертикальних кутиків, установлюваних на розчині по кутах елемента, що підсилюють, і хомутів із смугової сталі або круглих стрижнів, приварених до куточків. Відстань між хомутами приймають не більше меншого розміру перерізу і не більше ніж 50 см (рисунок 9.5, а). Сталеву обойму захищають від корозії шаром цементного розчину товщиною від 25 мм до 30 мм. Для надійного зчеплення розчину сталеві куточки закривають металевою сіткою.

**9.5.3** Залізобетонну обойму виконують з бетону класу за міцністю на стиск С10-С15 з армуванням вертикальними стержнями і зварними хомутами. Відстань між хомутами становить не більше ніж 15 см. Товщину обойми призначають за розрахунком і приймають від 6 см до 10 см (рисунок 9.5, б).

**9.5.4** Обойму з розчину армують аналогічно залізобетонній, але замість бетону арматуру покривають шаром цементного розчину марки від 50 до 100 (рисунок 9.5, в)



- а – металевою; б – залізобетонною; в – армованою штукатуркою;  
 1 – планка перерізом 35 мм × 5 мм - 60 мм × 12 мм; 2 – зварювання;  
 3 – стрижні діаметром від 5 мм до 12 мм, 4 – хомути діаметром від 4 мм до 10 мм;  
 5 – бетон класу за міцністю на стиск від С7,5 до С15;  
 6 – штукатурка (розчин марки від 50 до 100)

**Рисунок 9.5** - Схема підсилення цегляних стовпів обоймами

**9.5.5** Розрахунок конструкцій з цегляної кладки підсиленій обоймами, при центральному та позacentровому стиску при ексцентриситетах, які не виходять за межі ядра перерізу, виконують за формулами:

- при сталевій обоймі:

$$\gamma_n N \leq \psi \cdot \phi \cdot [(m_g f_k f_d + \eta \cdot \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100}) \cdot A + f_{sc} A'_s]; \quad (9.53)$$

- при залізобетонній обоймі:

$$\gamma_n N \leq \psi \cdot \phi \cdot [(m_g f_k f_d + \eta \cdot \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100}) \cdot A + m_b f_{cd} A_b + f_{sc} A'_s]; \quad (9.54)$$

- при армованій розчиновій обоймі:

$$\gamma_n N \leq \psi \cdot \phi \cdot (m_g f_k f_d + \eta \cdot \frac{2,8\mu}{1+2\mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100}) \cdot A. \quad (9.55)$$

Коефіцієнти  $\psi$  і  $\eta$  приймають при центральному стиску  $\psi = 1$  і  $\eta = 1$ ; при позацентровому стиску (за аналогією з позацентрово стиснутими елементами із сітчастим армуванням):

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}, \quad (9.56)$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h}. \quad (9.57)$$

У формулах (9.53) — (9.57):

$N$  - поздовжня сила;

$A$  - площа перерізу кладки, що підсилюють;

$A'_s$  - площа перерізу поздовжніх кутиків сталеві обійми чи поздовжньої арматури залізі бетонної обійми;

$A_b$  - площа перерізу бетону обійми, що знаходиться між хомутами і кладкою (без урахування захисного шару);

$f_{sw}$  - розрахунковий опір поперечної арматури обійми;

$f_{sc}$  - розрахунковий опір кутиків чи поздовжньої стиснутої арматури;

$\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього вигину (при визначенні значення приймають як для незміцненої кладки);

$m_g$  - коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження (за формулою 8.9);

$m_k$  - коефіцієнт умов роботи кладки, прийнятий рівним:

1 для кладки без пошкоджень і

0,7 - для кладки з тріщинами;

$m_b$  - коефіцієнт умов роботи бетону, що приймають рівним:

1 - при передачі навантаження на обійму і наявності опори знизу обійми,

0,7 - при передачі навантаження на обіймі і відсутності опори знизу обійми і

0,35 - без безпосередньої передачі навантаження на обійму;

$\mu$  - відсоток армування хомутами і поперечними планками, що визначають за формулою:

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} \cdot 100, \quad (9.58)$$

де  $h$  і  $b$  - розміри сторін елемента, що підсилюють;

$s$  - відстань між осями поперечних зв'язків при сталевих обіймах ( $h \geq s \leq b$ , але не більше ніж 50 см) або між хомутами при залізобетонних і штукатурних обіймах ( $s \leq 15$  см).

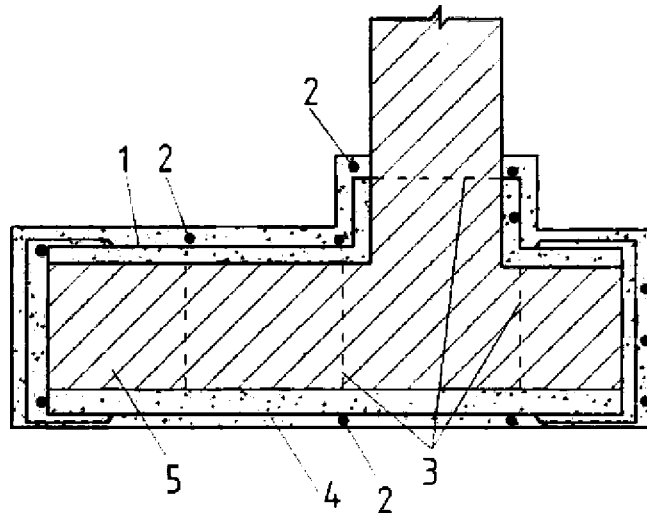
**9.5.6** Розрахункові опори арматури при влаштуванні обійм приймають згідно з таблицею 9.3

**Таблиця 9.3**

Армування	Розрахункові опори арматури, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
	сталь класу А240С
Поперечна арматура	150(1500)
Поздовжня арматура без безпосередньої передачі навантаження на обійму	43(430)
Те саме, при передачі навантаження на обійму з однієї сторони	130(1300)
Те саме, при передачі навантаження з двох сторін	190(1900)

**9.5.7** Зі збільшенням розмірів перерізу (ширини) елементів при співвідношенні їх сторін від 1:1 до 1:2,5 ефективність обойм трохи зменшується, однак це зменшення незначно і практично його можна не враховувати.

Коли одна зі сторін елемента, наприклад, стіна (рисунок 9.6), має значну протяжність, то необхідна установка додаткових поперечних зв'язків, що пропускають через кладку і розташовують по довжині стіни на відстанях не більше ніж  $2d$  і не більше ніж 100 см, де  $d$  – товщина стіни. По висоті стіни відстань між зв'язками не більше ніж 75 см. Зв'язки рекомендовано надійно закріплювати. Розрахунок додаткових поперечних зв'язків здійснюють за формулою (9.54), при цьому коефіцієнт умов роботи зв'язків приймають рівним 0,5.



1 – металева сітка, 2 – додаткові стрижні, розташовані над сіткою;  
3 – хомути (зв'язки); 4 – бетон обойми; 5 – кладка стіни

**Рисунок 9.6** - Схема підсилення стіни залізобетонною обоймою

**Приклад 8.** Визначення несучої здатності цегляного стовпа з сітчастим армуванням.

Визначити розрахункову несучу здатність і необхідне сітчасте армування цегляного стовпа розміром в плані 0,51 м × 0,64 м до розрахункової висоти 3 м. Розрахункова поздовжня сила  $N = 800$  кН (80 тс) і прикладена з ексцентриситетом  $e_0 = 5$  см в напрямку сторони перерізу стовпа, що має розмір 0,64 м. Стовп виконаний з глиняної цегли пластичного пресування марки 10,0 на розчині марки 7,5.

Площа перерізу стовпа  $A = 0,5 \cdot 0,64 = 0,3264$  м<sup>2</sup>. Пружна характеристика кладки згідно з додатком Р таблиці 14 ДБН В.2.6-162  $\alpha = 1000$ ; коефіцієнт поздовжнього вигину згідно з таблицею 7.1  $\varphi = 0,98$ . Розрахунковий опір кладки згідно з додатком Р таблицею 1 ДБН В.2.6-162  $f_d = 1,7$  МПа (при  $A > 0,3$  м<sup>2</sup>).

Розрахункову несучу здатність  $N_{Ed}$  для стовпа з неармованої кладки визначають за формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega = 1 \cdot 0,97 \cdot 1,7 \cdot 0,3264 \cdot 0,844 \cdot 1,08 \cdot 10^3 = 490 \text{ кН} < N = 800 \text{ кН.}$$

$m_g = 1$ , тому що товщина стовпа понад 30 см.

Виявилось, що розрахункова несуча здатність стовпа  $N_{Ed}$  в 1,7 раза менше розрахункової поздовжньої сили  $N$ , отже, необхідне підсилення кладки сітчастим армуванням.

Визначаємо необхідну  $f_{skb} = 1,7 \cdot 1,7 = 2,9$  МПа.

Приймаємо арматуру Вр-I діаметром 4 мм. Розрахунковий опір  $f_{ud} = 219$  МПа.

Відсоток сітчастого армування визначаємо згідно з 9.2.2:

$$\mu = \frac{f_{skb} - f_d}{2f_{ud} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)} \cdot 100 = \frac{2,9 - 1,7}{2 \cdot 219 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,05}{0,32}\right)} \cdot 100 = 0,40\%.$$

За формулою визначаємо для кладки з сітчастою арматурою:

$$f_{sku} = kf_d + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{yk}}{100} = 1,7 \cdot 2 + \frac{2 \cdot 243 \cdot 0,40}{100} = 5,3 \text{ МПа}.$$

де  $\mu$  - процент армування кладки;  $f_{yk} = 243$  МПа приймають згідно з (9.6).

За формулою визначаємо:

$$\alpha_{sk} = \frac{f_u}{f_{sku}} = 1000 \cdot \frac{3,4}{5,3} = 640.$$

При  $\lambda_{nc} = 4,7$  визначаємо за інтерполяцією  $\varphi = 0,97$ ;  $\varphi_c = 0,95$  і  $\varphi_1 = 0,96$ .

За формулою визначаємо:

$$f_{skb} = f_d + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{yk}}{100} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,7 + \frac{2 \cdot 0,40 \cdot 219}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,05}{0,32}\right) = 2,9 \text{ МПа} < 2f_d = 3,4 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо розрахункову несучу здатність стовпа за формулою:

$$\begin{aligned} \gamma_n N_{ed} &\leq m_g \varphi_1 f_{skb} A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \cdot \omega = 0,96 \cdot 2,9 \cdot 0,3264 \cdot 0,844 \cdot 1,08 \cdot 10^3 = \\ &= 828 \text{ кН} > N = 800 \text{ кН} (83 \text{ тс} > 80 \text{ тс}). \end{aligned}$$

Додатково перевіряємо розрахункову несучу здатність стовпа при центральному стиску в площині, перпендикулярній до дії згинального моменту відповідно до 9.2.1:

$$f_{skb} = f_d + \frac{2 \cdot \mu \cdot f_{ud}}{100} = 1,7 + \frac{2 \cdot 0,40 \cdot 219}{100} = 3,5 \text{ МПа} > 2f_d = 3,4 \text{ МПа}.$$

Приймають  $f_{sk} = 3,4$  МПа.

Згідно з таблицею 7.1  $\varphi = 0,96$ . За формулою:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi \cdot f_{sk} \cdot A = 0,96 \cdot 3,4 \cdot 0,3264 \cdot 10^3 = 1060 \text{ кН} > N = 800 \text{ кН} (106 \text{ тс} > 80 \text{ тс}).$$

Отже, розрахункова несуча здатність стовпа, армованого сітчастою арматурою, при  $\mu = 0,40$  % достатня.

Приймаємо діаметр дроту для сіток 4 мм з розташуванням через два ряди кладки і, виходячи з 0,40 % армування, згідно з таблицею 8.2 визначаємо розмір вічка в плані 3,2 см × 3,2 см. Крайні стрижні розташовують від зовнішніх граней стовпа (захисний шар) на 1,5 см.

### **Приклад 9.** Розрахунок підсилення цегляного простінка сталевую обіймою.

Потрібно запроєктувати підсилення простінка в існуючому житловому будинку. Кладка простінків виконана з глиняної цегли пластичного формування марки 75 на розчині марки 25. Розмір перерізу простінка 54 см × 103 см, висота 180 см; розрахункова висота стіни – 2,8 м. Кладка простінка виконана з потовщеними швами низької якості, в кладці є невеликі початкові тріщини в окремих цеглинах і вертикальних швах. Це свідчить про те, що напруження в кладці досягло приблизно 0,7  $f_u$  (тимчасового опору). На простінок діє вертикальне зусилля, рівне 600 кН (60 тс), прикладене з ексцентриситетом 5 см по відношенню до товщини стіни.

Підсилення кладки приймають за допомогою включення простінка в сталеву обойму з кутиків.

Необхідне збільшення несучої здатності простінка за рахунок поперечної арматури обойми визначаємо з формули (9.53):

$$\gamma_n N \leq \psi \cdot \varphi \cdot (m_g m_k f_d + \eta \cdot \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100}) \cdot A + f_{sc} A'_s,$$

$$\text{де } \psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{10}{54} = 0,815.$$

Згідно з таблицею 8.1 при  $\lambda = 5,2$  і  $\alpha = 1000$ ;  $\varphi_1 \approx \varphi = 0,98$ ;  $m_g = 1$  приймаємо згідно 8.1.3.3; відповідно до додатка Р таблиці 1 ДБН В.2.6-162  $f_d = 1,1$  МПа;  $m_k = 0,7$ .

Приймають для обойми сталь класу А240С. Вертикальну арматуру обойми (кутики) приймають за конструктивними міркуванням  $4 \perp 50$  мм  $\times$  50 мм:

$$A'_s = 4 \cdot 4,8 = 19,2 \text{ см}^2.$$

Згідно з таблицею 9.3  $f_{sc} = 43,0$  МПа і  $f_{sw} = 150$  МПа.

За формулою (9.57):

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 5}{54} = 0,63.$$

Відповідно до формули (9.53):

$$\eta \cdot \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100} \cdot A = \frac{\gamma_n N}{\psi \varphi} - m_g m_k f_d A - f_{sc} A'_s;$$

$$\frac{0,63 \cdot 2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{150}{100} \cdot 0,55 \cdot 10^3 = \frac{600}{0,815 \cdot 0,98} - 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,55 \cdot 10^3 - 43,0 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3,$$

звідки  $\mu = 0,35\%$ .

Приймаємо відстань між осями поперечних хомутів обойми 35 см і визначаємо їх

переріз з умови  $\frac{V_{sk}}{V_k} \cdot 100 = 0,35\%$ .

За формулою (9.58):

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} \cdot 100;$$

$$0,35 = \frac{2A_s(54+103)}{54 \cdot 103 \cdot 35} \cdot 100;$$

$$A_s = \frac{0,35 \cdot 1946}{314} = 2,17 \text{ см}^2.$$

Приймаємо смугу перетином (30 $\times$ 8) мм;  $A_s = 2,4$  см<sup>2</sup>.

#### **Приклад 10.** Підсилення внутрішньої несучої цегляної стіни

У зв'язку з надбудовою будівлі потрібно запроектувати підсилення внутрішньої несучої цегляної стіни товщиною в 1,5 цегли (38 см). Висота стіни від рівня підлоги до низу перекриття збірного настилу 3,0 м. Кладка стіни виконана із суцільної глиняної цегли пластичного формування марки 75 на розчині марки 25. Стан кладки задовільний. Після надбудови на 1 м стіни буде передаватися навантаження  $N = 750$  кН (75 т).

$$A_c = 0,38 \text{ м}^2.$$

Згідно з таблицями 1, 14 додатку Р ДБН В.2.6-162 і таблицею 8.1

$$f_d = 1,1 \text{ МПа}; \quad \alpha = 1000; \quad \lambda = 7,9; \quad \varphi = 0,92; \quad m_g = 1.$$

Розрахункова несуча здатність 1 м стіни:

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi \cdot f_d \cdot A = 0,92 \cdot 1,1 \cdot 0,38 \cdot 10^3 = 385 \text{ кН} < N = 750 \text{ кН}.$$

Необхідне підсилення стіни, яке здійснюємо за допомогою включення стіни в двосторонню залізобетонну обойму з установкою додаткових поперечних сталевих зв'язків.

Товщину залізобетонних стінок по конструктивних міркувань приймаємо мінімальною, що дорівнює 6 см. Бетон класу С12,5 за міцністю на стиск і армування сталевую сіткою зі стрижнів діаметром 5 мм з вічком 15 см × 15 см. Крім того, для забезпечення роботи залізобетонних стінок як обойми ад сітками ставимо вертикальні стрижні з круглої сталі діаметром 16 мм через кожні 50 см і поперечні зв'язки діаметром 16 мм через 50 см по висоті і довжині стіни.

Розрахункову несучу здатність 1 м стіни, посилену залізобетонної обоймою, визначаємо за формулою (9.54). При цьому приймаємо, що зусилля безпосередньо на залізобетонну обойму не передається; коефіцієнт умов роботи залізобетону приймаємо  $m_b = 0,35$ . При визначенні поперечного армування обойми враховуємо тільки поперечні зв'язки діаметром 16 мм, розташовані через 50 см по довжині і висоті стіни.

Визначаємо відсоток армування поперечними зв'язками:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} \cdot 100 = \frac{A_s l_s}{A h_w} \cdot 100 = \frac{2,01 \cdot 0,38}{50 \cdot 50 \cdot 38} = 0,08\%,$$

де  $V_s$  і  $V_k$  - відповідно об'єм стрижня (зв'язків) і об'єм кладки;

$A = 2,01 \text{ см}^2$  - площа перерізу одного стрижня;

$h_w$  - товщина стіни.

Вертикальне армування обойми прийнято: А240С, 7Ø5 мм і 2Ø16 мм на кожних 50 см довжини стіни. Площа арматури на 1 м стіни:

$$A'_s = 2(1,37 + 4,02) = 10,78 \text{ см}^2,$$

$$A_b = 2 \cdot 6 \cdot 100 = 1200 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт  $\varphi$  приймаємо в запас міцності як для цегляної кладки, враховуючи висоту переріз урахуванням обойми:

$$\alpha = 1000; \quad \lambda_h = 300/48 = 6,25;$$

$$\varphi = 0,96; \quad f_{cd} = 7,0 \text{ МПа}.$$

Згідно з таблицею 9.3 для поперечної арматури  $f_{ud} = 150 \text{ МПа}$ .

За формулою (9.54) з урахуванням коефіцієнта умов роботи 0,5 згідно 9.5.7 визначаємо розрахункову несучу здатність:

$$\begin{aligned} \gamma_n N &\leq \psi \cdot \varphi \cdot [(m_g f_k f_d + \eta \cdot \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100}) \cdot A + m_b f_{cd} A_b + f_{sc} A'_s] = \\ &= 0,96 \cdot [(1,1 + \frac{3 \cdot 0,08 \cdot 0,5}{1 + 0,08} \cdot \frac{150}{100}) \cdot 0,38 + 0,35 \cdot 7,0 \cdot 0,12 + 43 \cdot 10,8 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3] = \\ &= 790 \text{ кН} > N = 750 \text{ кН} (79 \text{ тс} > 75 \text{ тс}). \end{aligned}$$

Таким чином, прийняте підсилення стіни достатнє.



## 10 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ (ЗА ВИНИКНЕННЯМ І РОЗКРИТТЯМ ТРІЩИН ТА ДЕФОРМАЦІЯМИ)

**10.1** По виникненню і розкриттю тріщин (швів кладки) і за деформаціями розраховують:

- а) позацентрово стиснуті неармовані елементи при  $e_0 > 0,7y$ ;
- б) суміжні, що працюють спільно, конструктивні елементи кладки з матеріалів різної деформативності (з різними модулями пружності, повзучістю, усадкою) або при значній різниці в напругах, що виникають в цих елементах;
- в) ненесучі стіни, зв'язані з каркасами і працюють на поперечний вигин, якщо несуча здатність стін недостатня для самостійного (без каркасу) сприйняття навантажень;
- г) стінові заповнення каркасів – на перекис у площині стін;
- д) подовжньо армовані згинальні, позацентрово стиснуті і розтягнуті елементи, що експлуатують в умовах агресивного середовища для арматури;
- е) подовжньо армовані ємкості при наявності вимог непроникності штукатурних або плиткових ізоляційних покриттів;
- ж) інші елементи будівель і споруд, в яких утворення тріщин не допускають або ж розкриття тріщин повинне бути обмежене за умовами експлуатації.

**10.2** Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій за граничними станами другої групи проводять на вплив характеристичних навантажень при основних їх поєднаннях. Розрахунок позацентрово стиснутих неармованих елементів за розкриттям тріщин при  $e_0 > 0,7y$  (див. 10.3) виконують на вплив розрахункових навантажень.

**10.3** Розрахунок за розкриттям тріщин (швів кладки) позацентрово стиснутих неармованих кам'яних конструкцій проводять при  $e_0 > 0,7y$ , виходячи з таких положень:

- при розрахунку лінійна епюра напружень позацентрово стиснута як для пружного тіла;
- розрахунок проводять за умовним крайовим напруженням розтягу, яке характеризує величину розкриття тріщин в розтягнутій зоні.

Розрахунок проводять за формулою:

$$\gamma_n N \leq \frac{\gamma_r f_{xd2} A}{A(h-y)e_0 - I}, \quad (10.1)$$

де  $I$  - момент інерції перерізу в площині дії згинального моменту;

$y$  - відстань від центра ваги перерізу до стиснутого його краю;

$f_{xd2}$  - розрахунковий опір кладки розтягу при вигині по неперев'язаному перерізу (див. таблицю 9 додатка Р ДБН В.2.6-162);

$\gamma_r$  - коефіцієнт умов роботи кладки при розрахунку за розкриттям тріщин.

Інші позначення величин ті ж, що в 8.1.3.3.

**10.4** Конструкції, в яких за умовами експлуатації не може бути допущена поява тріщин в штукатурних і інших покриттях, перевіряють на деформації розтягнутих поверхонь. Ці деформації для неармованої кладки визначають при характеристичних навантаженнях, які будуть прикладені після нанесення штукатурних або інших покриттів. Рекомендовано не перевищувати величин відносних деформацій  $\epsilon_u$ , наведених у таблиці 10.1.

Таблиця 10.1

Вид та призначення покриттів	$\epsilon_u$
Гідроізоляційна цементна штукатурка для конструкцій, що піддаються гідростатичному тиску рідин	$0,8 \cdot 10^{-4}$
Кислототривка штукатурка на рідкому склі або одношарове покриття з плиток кам'яного лиття (діабаз, базальт) на кислототривкій замазці	$0,5 \cdot 10^{-4}$
Дво- і тришарові покриття з прямокутних плиток кам'яного лиття на кислототривкій замазці:	
а) уздовж довгої сторони плиток	$1 \cdot 10^{-4}$
б) те саме уздовж короткої сторони плиток	$0,8 \cdot 10^{-4}$
<b>Примітка.</b> При поздовжньому армуванні конструкцій, а також при оштукатурюванні неармованих конструкцій по сітці граничні відносні деформації допускають збільшувати на 25 %.	

**10.5** Розрахунок за деформаціями розтягнутих поверхонь кам'яних конструкцій з неармованою кладкою проводять за формулами: при осьовому розтягу:

$$\gamma_n \cdot N \leq EA \epsilon_u \quad (10.2)$$

при згині:

$$\gamma_n M_{Ed} \leq \frac{EI \epsilon_u}{h - y}; \quad (10.3)$$

при позацентровому стиску:

$$\gamma_n N \leq \frac{EI \epsilon_u}{\frac{A(h - y)e_0}{I} - 1}; \quad (10.4)$$

при позацентровому розтягу:

$$\gamma_n N \leq \frac{EI \epsilon_u}{\frac{A(h - y)e_0}{I} + 1}; \quad (10.5)$$

де  $N$  і  $M_{Ed}$  - поздовжня сила і момент від характеристичних навантажень, які будуть прикладені після нанесення на поверхню кладки штукатурних або плиткових покриттів;

$\epsilon_u$  - граничні відносні деформації, приймають відповідно до таблиці 10.1;

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

$I$  - момент інерції перерізу;

$E$  - модуль деформацій кладки.

Розрахунок за розкриттям тріщин при обліку особливих навантажень або впливів не потрібен.

**10.6** Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій за граничним станом другої групи здійснюють:

- за деформаціями на вплив характеристичних навантажень;
- за розкриттям тріщин на вплив розрахункових або характеристичних навантажень.

**10.7** Якщо деформації розтягу кладки викликані переміщеннями каркаса або вітрових поясів, що підтримують ненесучі або навісні стіни, то граничні деформації розтягу кладки приймають  $\varepsilon_u = 0,15 \cdot 10^{-3}$  в будинках з передбачуваним строком служби конструкцій не менше 100 років,  $\varepsilon_u = 0,2 \cdot 10^{-3}$  в будівлях з передбачуваним строком служби конструкцій не менше 50 років.

За наявності поздовжнього армування в кількості  $\mu \geq 0,03 \%$ , а також при оштукатурюванні неармованих конструкцій по сітці наведені вище значення  $\varepsilon_u$  збільшуються на 25 %.

**10.8** При розрахунку по тріщинах конструкцій з неармованої і армованої кладки, в яких розкриття швів може викликати появу тріщин в штукатурці, але не є небезпечним для міцності і стійкості конструкцій, в формулах розрахунку на міцність по розтягуванню всіх видів,  $f_{xk1}$ ,  $f_{xd2}$  і  $f_{xd}$  приймають поздовжні сили і згинальні моменти, що виникають при характеристичних навантаженнях і коефіцієнти умов роботи приймають згідно з таблицею 24 додатка Р ДБН В.2.6-162.

**Примітка 1.** Розрахунок несучої здатності конструкцій, зазначених в 10.8, рекомендовано проводити з урахуванням розчленовування конструкцій після виникнення тріщин або утворення шарнірів в перетинах з розкриттям швів.

**Примітка 2.** При невиконанні вимог розрахунку по тріщинах, зазначених у 10.8, в місцях розкриття швів необхідно передбачати деформаційні шви.

**10.9** Розрахунок поздовжньо армованих розтягнутих, згинальних та позацентрово стиснутих кам'яних конструкцій за розкриттям тріщин (швів кладки) проводять, виходячи з таких передумов:

- розрахунок проводять для всього перерізу кладки і арматури (без урахування розкриття швів приймаючи закон лінійного розподілу напружень по перерізу);
- розрахункові опори арматури МПа ( $\text{кгс/см}^2$ ), приймають згідно з таблицею 10.2.

**Таблиця 10.2**

Конструкції	Умови роботи	Розрахункові опори арматури при передбачуваному строку служби конструкцій, років		
		100	50	25
Поздовжньо армовані згинальні і розтягнуті елементи в умовах агресивного для арматури середовища	Розтяг кладки в горизонтальному напрямку (по перев'язаному перерізу)	42 (420)	60 (600)	60 (600)
	Розтяг кладки у вертикальному напрямку (по неперев'язаному перерізу)	25 (250)	35 (350)	35 (350)
Поздовжньо армовані ємності за наявності вимог непроникності покриттів кам'яних конструкцій	Гідроізоляційна штукатурка	17 (170)	25 (250)	35 (350)
	Кислототривка штукатурка на рідкому склі та одношарове покриття з плиток кам'яного лиття на кислототривкій замазці	12 (12.1)	15 (150)	15 (150)
	Дво- і тришарове покриття з прямокутних плиток кам'яного лиття на кислототривкій замазці:			
	розтяг уздовж довгої сторони плиток	30 (300)	35 (350)	35 (350)
	розтяг уздовж короткої сторони плиток	17 (170)	25 (250)	25 (250)

**10.10** При розрахунку поздовжньо армованих позацентрово стиснутих, згинальних та розтягнутих кам'яних конструкцій по розкриттю тріщин (швів кладки) переріз конструкцій наводять до одного матеріалу (сталі) щодо модулів пружності кладки і сталі:

$$\eta_{red} = \frac{E_0}{E_s} \quad (10.6)$$

Площа перерізу, відстань центру ваги перерізу до стислій грані і момент інерції приведенного перерізу визначають за формулами:

$$A_{red} = \eta_{red} A + A_s + A_{s1} \quad (10.7)$$

$$y_{red} = \frac{\eta_{red} A_y + A_s h_0 + A_{s1} a_1}{A_{red}} \quad (10.8)$$

$$I_{red} = \eta_{red} I + \eta_{red} A (y_{red} - y)^2 + A_s (h_0 - y_{red})^2 + A_{s1} (y_{red} - a_1)^2 \quad (10.9)$$

У формулах (10.6) — (10.9):

$\eta_{red}$  - відношення модулів пружності кладки і сталі;

$A, y, I$  - площа перерізу, відстань від центра ваги перерізу до стислої грані і момент інерції перерізу кладки;

$A_{red}, y_{red}, I_{red}$  - ті ж величини для приведенного перерізу;

$A_s$  - площа перерізу розтягнутої арматури;

$A_{s1}$  - площа перерізу стиснутої арматури;

$h_0 = h - a$  - робоча висота перерізу;

$a$  - відстань від центра ваги розтягнутої арматури до розтягнутого краю перерізу;

$a_1$  - відстань від центра ваги стиснутої арматури до стиснутого краю перерізу.

**10.11** Розрахунок по розкриттю тріщин поздовжньо армованих кам'яних конструкцій проводять за формулами:

на осьовий розтяг:

$$\gamma_n \cdot N \leq \gamma_r \cdot f_{ud} A_{red} \quad (10.10)$$

на вигин:

$$\gamma_n M_{Ed} \leq \frac{\gamma_r f_a I_{red}}{h_0 - y_{red}} \quad (10.11)$$

на позацентровий стиск:

$$\gamma_n N \leq \frac{\gamma_r f_{ud} A_{red}}{\frac{A_{red} (h_0 - y_{red}) e_0}{I_{red}} - 1} \quad (10.12)$$

на позацентровий розтяг:

$$\gamma_n N \leq \frac{\gamma_r f_{ud} A_{red}}{\frac{A_{red} (h_0 - y_{red}) e_0}{I_{red}} + 1} \quad (10.13)$$

У формулах (10.10) — (10.13):

$f_{ud}$  - розрахунковий опір арматури з розкриття тріщин;

$N$  і  $M_{Ed}$  - поздовжня сила і момент від характеристичних навантажень (при розрахунку конструкцій за розкриттям тріщин в штукатурних і плиткових покриттях зусилля визначають за характеристичними навантаженнями, які будуть включені після нанесення покриття);

$\gamma_r$  - коефіцієнт умов роботи кладки при розрахунку за розкриттям тріщин;

$A_{red}$ ,  $y_{red}$ ,  $I_{red}$  - параметри приведенного перерізу за формулами (10.7) - (10.9);

$e_0 = \frac{M_{ed}}{N}$  - ексцентриситет поздовжньої сили  $N$ .

## 11 ВКАЗІВКИ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ

### 11.1 Загальні вказівки

11.1.1 Проектування конструкцій проводять за вказівками, наведеними в розділі 7 ДБН В.2.6-1 і в цьому розділі.

11.1.2 Вертикальні і горизонтальні конструкції будівлі (стіни, стовпи, рами каркаса, перекриття, покриття тощо) утворюють просторову систему, елементи якої сприймають діючі на будівлю навантаження.

11.1.3 Розподіл зусиль між елементами будівлі залежить від жорсткості перекриттів (матеріалу, конструкції і довжини ділянок перекриттів між поперечними вертикальними конструкціями), товщини і висоти стін і наявності в них отворів, матеріалів кладки, а також від з'єднань між конструктивними елементами будівлі.

### 11.2 Конструктивні схеми будівель

11.2.1 До будівель з **жорсткою конструктивною схемою** відносять будівлі, що мають жорсткі (нерухомі) горизонтальні опори у вигляді перекриттів, що спираються на поперечні стіни або інші конструкції. За жорсткі опори приймають:

а) поперечні кам'яні та бетонні стіни товщиною не менше ніж 12 см, залізобетонні товщиною не менше ніж 6 см, контрфорси, поперечні рами з жорсткими вузлами, ділянки поперечних стін та інші, розраховані на сприйняття горизонтального навантаження

б) покриття та міжповерхові перекриття при відстані між поперечними, жорсткими конструкціями не більше ніж вказані в табл. 11.1;

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

Жорстку конструктивну схему мають, як правило, житлові будинки і велика частина громадських будівель.

11.2.2 До будівель з **пружною конструктивною схемою** відносять будівлі, в яких відстані між поперечними стінами або іншими жорсткими опорами для перекриттів і покриттів перевищують зазначені в таблиці 11.1 при відсутності вітрових зв'язків, зазначених в 11.2.1в.

Незалежно від відстані між поперечними конструкціями до пружним опорам відносять також покриття з легких конструкцій (наприклад, з азбестоцементних плит), що спираються на металеві або залізобетонні ферми, прогони, балки.

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

Таблиця 11.1

Типи покриттів та перекриттів	Відстань між поперечними жорсткими конструкціями, м, при групі кладки			
	I	II	III	IV
<b>A.</b> Залізобетонні збірні замоноличені і монолітні	54	42	30	—
<b>Б.</b> Зі збірних залізобетонних настилів і із залізобетонних або сталевих балок з настилом із плит або каменів	42	36	24	—
<b>В.</b> Дерев'яні	30	24	18	12

1. Зазначені в таблиці граничні відстані мають бути зменшені в наступних випадках:

- при швидкісних напорах вітру 70, 85 і 100 кгс/м<sup>2</sup> 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* - пропорційно відношенню *b/2H*.

2. В збірних замоноличених перекриттях типу А стики між плитами підсилюють для передачі через них розтягувальних зусиль (шляхом зварювання випусків арматури, прокладки в швах додаткової арматури із заливкою швів розчином марки не нижче 10 - при плитах з важкого бетону і марки не нижче ніж 5 - при плитах з легкого бетону або іншими способами замоноличування).

3. В перекриттях типу Б шви між плитами або камінням, а також між елементами заповнення та балками ретельно заповнюють розчином марки не нижче ніж 5.

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

### 11.3 Розрахунок стін будинків з жорсткою конструктивною схемою

**11.3.1** Стіни і стовпи, які мають у площинах міжповерхових перекриттів опори, що розглядають згідно 11.2.1 як жорсткі, розраховують на позацентрове навантаження як вертикальні нерозрізні елементи.

Допускають стіни або стовпи вважати розділеними по висоті на однопрогонові конструкції з розташуванням опорних шарнірів в площинах опирання перекриттів. При цьому навантаження від верхніх поверхів приймають прикладеним в центрі ваги перерізу стіни або стовпа верхнього поверху; навантаження в межах поверху, що розраховують, приймають прикладеним з фактичними ексцентриситетами щодо центра ваги перерізу стіни або стовпа з урахуванням зміни перерізу в межах поверху і ослаблення горизонтальними і похилими борознами. За відсутності спеціальних опор, які фіксують положення опорного тиску, допускають приймати відстань від точки прикладання опорної реакції прогонів, балок або настилу до внутрішньої грані стіни або опорної плити, що дорівнює одній третині глибини закладення, але не більше ніж 7 см.

Згинальні моменти від вітрового навантаження визначають в межах кожного поверху як для балки з забитими кінцями, за винятком верхнього поверху, в якому верхню опору приймають шарнірною.

При розрахунку стін (або їх окремих вертикальних ділянок) на вертикальні і горизонтальні навантаження перевіряють:

- горизонтальні перерізи на стиск або позацентровий стиск;
- похилі перерізи на головні напруження розтягу при згині в площині стіни;

в) розкриття тріщин від вертикального навантаження різнонавантажених, пов'язаних між собою стін або різної жорсткості суміжних ділянок стін.

За умови спільної роботи поперечних і поздовжніх стін при дії горизонтального навантаження повинне бути забезпечене сприйняття зсувних зусиль в місцях їх взаємного примикання, що визначають за формулою:

$$T = \frac{\gamma_n V_{Ed} A y H}{I} \leq h n f_d, \quad (11.1)$$

де  $T$  - зсувне зусилля в межах одного поверху;

$V_{Ed}$  - розрахункова поперечна сила від горизонтального навантаження в середині висоти поверху;

$y$  - відстань від осі поздовжньої стіни до осі, що проходить через центр ваги перерізу  $s$  в плані;

$A$  - площа перерізу полиці (ділянки поздовжньої стіни, яку обчислюють в розрахунку);

$I$  - момент інерції перерізу стін щодо осі, що проходить через центр ваги перерізу стін в плані;

$h$  - товщина поперечної стіни;

$H$  - висота поверху;

$f_d$  - розрахунковий опір кладки зрізу по вертикальному перев'язаному перерізу відповідно до таблиці 9 додатка Р ДБН В.2.6-162.

Розрахунок поперечних стін на головні напруження розтягу проводять за формулою:

$$\gamma_n V_{Ed} \leq \frac{f_{vd} h l}{v} \quad (11.2)$$

за наявності в стіні розтягнутої частини перерізу - за формулою:

$$\gamma_n V_{Ed} \leq \frac{R_{tq} A_c}{v}, \quad (11.3)$$

де  $V_{Ed}$  - розрахункова поперечна сила від горизонтального навантаження в середині висоти поверху.

$$f_{tq} = \sqrt{f_{vd}(f_{vd} + \sigma_0)}, \quad (11.4)$$

$f_{vd}$  - розрахунковий опір головним розтягувальним напруженням по швах кладки відповідно до таблиці 9 додатка Р ДБН В.2.6-162;

$R_{tq}$  - розрахунковий опір сколюванню кладки, обчисленої розрахунковою силою  $N$  з коефіцієнтом перевантаження 0,9;

$$\sigma_0 = \frac{0,9N}{A}. \quad (11.5)$$

За наявності в стіні розтягнутої частини перерізу приймають:

$$\sigma_0 = \frac{0,9N}{A_c}, \quad (11.6)$$

де  $A$  - площа перерізу поперечної стіни з урахуванням (або без урахування) ділянок поздовжньої стіни;

$A_c$  - площа тільки стиснутої частини перерізу стіни при ексцентриситетах, що виходять за межі ядра перерізу;

$H$  - товщина поперечної стіни на ділянці, де ця товщина найменша, за умови, якщо довжина цієї ділянки перевищує 0,25 висоти поверху або ж 0,25 довжини стіни; за наявності в стіні каналів їх ширину з товщини стіни виключають;

$l$  - довжина поперечної стіни в плані, якщо в переріз входять полиці у вигляді відрізки зовнішніх стін, то  $a$  - відстань між осями цих полиць;

$v = \frac{S_0 I}{I}$  - коефіцієнт нерівномірності дотичних напружень в перерізі.

Значення  $v$  допускають приймати: для двотаврових перерізів  $v = 1,15$ ; для таврових перерізів  $v = 1,35$ ; для прямокутних перерізів (без урахування роботи поздовжніх стін)  $v = 1,5$ ;  $S_0$  - статичний момент частини перерізу, що знаходиться по одну сторону від осі, що проходить через центр ваги перерізу;

$I$  - момент інерції всього перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу.

При недостатньому опорі кладки сколюванню, допускають армування її поздовжньою арматурою в горизонтальних швах. Розрахунковий опір сколюванню армованої кладки  $f_{std}$  визначають відповідно до формули:

$$f_{std} = \sqrt{\frac{\mu f_{ud}}{100} \cdot \left( \frac{\mu f_{ud}}{100} + \sigma_0 \right)}, \quad (11.7)$$

де  $\mu$  - відсоток армування, що визначають по вертикальному перерізу стіни.

При розрахунку поперечних стін будівлі на горизонтальні навантаження, що діють в їх площині, перемички, що перебивають отвори в стінах, розглядають як шарнірні вставки між вертикальними ділянками стін.

Якщо міцність поперечних стін з прорізами при дії горизонтальних навантажень забезпечується тільки з урахуванням жорсткості перемичок, то перемички сприймають виникаючі в них перерізаючі сили, що визначають за формулою:

$$T = \frac{\gamma_n V_{Ed} H v}{l}, \quad (11.8)$$

де  $V_{Ed}$  - розрахункова поперечна сила від горизонтального навантаження, що сприймають поперечною стіною в рівні перекриття, що примикає до перемичок, котрі розраховують;

$H$  - висота поверху;

$l$  - довжина поперечної стіни в плані;

$v$  - приймають згідно з цим пунктом вище.

Розрахунок перемичок на перерізаючу силу від горизонтального навантаження, проводять на сколювання і на вигин, причому беруть меншу з двох отриманих величин:

$$T = \frac{2}{3} f_{vd} A; \quad (11.9)$$

$$T = \frac{1}{3} f_{xd2} A \frac{h}{l}; \quad (11.10)$$

де  $h$  і  $l$  - висота і проліт перемички (у світлі);

$A$  - поперечний переріз перемички;

$f_{vd}$  і  $f_{xd2}$  - див. таблицю 9 додатка Р ДБН В.2.6-162.



Якщо міцність перемичок недостатня, то рекомендовано підсилити поздовжнім армуванням залізобетонними балками, що розраховують на вигин і сколювання на момент:

$$\gamma_n M_{Ed} = \frac{Tl}{2} \quad (11.11)$$

і поперечну силу  $T$ .

Епюри згинальних моментів при розрахунку стін як нерозрізних або однопрогонових балок з шарнірними опорами наведені на рисунку 11.1. Величини ексцентриситетів, що виникають в стінах при дії вертикальних і горизонтальних (вітрових) навантажень щодо осі, що проходить через центр ваги перерізу стіни, визначають за формулою:

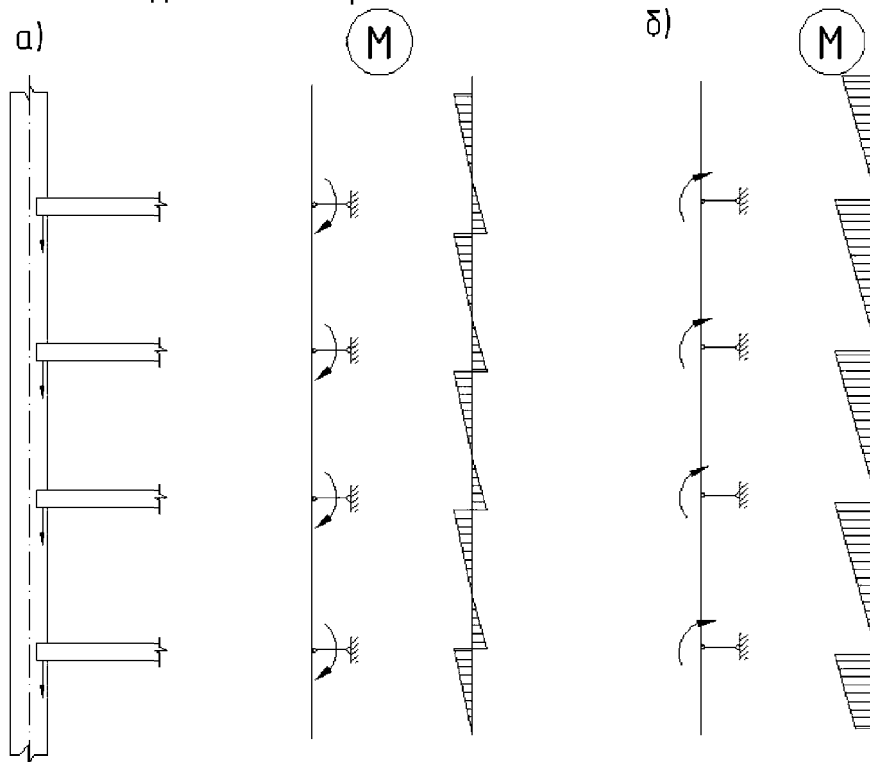
$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N}, \quad (11.12)$$

де  $M_{Ed}$  - згинальний момент у перерізі;

$N$  - нормальна сила від вертикального навантаження.

Згинальні моменти в стінах обчислюють від навантажень, прикладених в межах розглянутого поверху, тобто від перекриття над цим поверхом, балконів і тощо, а також від вітрового навантаження. Моменти від навантажень верхніх поверхів враховують, якщо переріз стіни змінюється в рівні перекриття над даними поверхом. При зміні перерізу стіни в межах поверху, що розраховують, рекомендовано враховувати момент, який викликаний зсувом осі стіни.

Розрахункові формули для визначення нормальних сил і моментів від вертикальних навантажень наведені в таблиці 11.2.



а - стіну розраховують як нерозрізний елемент;

б - стіну розраховують в межах кожного поверху як однопрогоновий елемент

**Рисунок 11.1** - Розрахункові схеми і епюри згинальних моментів від вертикальних позацентрально прикладених навантажень

Таблиця 11.2

Конструкція стіни, розрахункові схеми і епюри моментів	Формули
	$N_x = N + N_1 + N_2 ;$ $M_x = N_1 e_1 \left(1 - \frac{x}{H_{st}}\right) ;$ $e_1 = a_1 - \frac{t}{3} \leq 7 \text{ см}$
	$N_x = N + N_1 + N_2 ;$ $M_x = (N_1 e_1 - N_2 e_2) \left(1 - \frac{x}{H_s}\right)$
	$N_x = N + N_1 + N_2 ;$ $\gamma_n M_1 = N_1 e_1 ;$ $M_2 = \frac{N_1}{H_{st}} (e_1 h_1 - e_2 h_2) - \frac{N e_2 h_2}{H_{st}} ;$ $M_3 = \frac{N_1 h_1}{H_{st}} (e_1 + e_2) - \frac{N e_2 h_2}{H_{st}}$

Познаки, прийняті в таблиці 11.2:

- $N$  - сума розрахункових навантажень на стіну, розташованих вище розглянутого поверху. В величину включається також поздовжнє зусилля від дії вітрового навантаження, якщо воно враховується в розрахунку;
- $N_1$  - розрахункова величина опорного тиску перекриття над аналізованим поверхом;
- $N_2$  - розрахункове значення власної ваги ділянки стіни між аналізованим перерізом і розташованим вище поверхом;
- $N_x$  і  $M_x$  - нормальна сила і згинальний момент в розрахунковому перерізі стіни.

**Примітка.** Моменти від вітрового навантаження, що діє в прольоті стіни між перекриттями, визначають за 11.3.1.

Вказівки з розрахунку перерізів на центральний і позацентровий стиск наведено в 8.1.3.1 - 8.1.3.4.

При одночасній дії вертикального і горизонтального (вітрового) навантажень в поперечних стінах (або на окремих ділянках між прорізами) виникають зусилля, докладені з ексцентриситетом у напрямку поздовжньої осі стіни. Такі ж ексцентриситети можуть виникати при розбіжності рівнодіючої вертикальних зусиль з центром ваги горизонтального перерізу. Одночасно вертикальні навантаження можуть створювати зусилля, докладені з ексцентриситетом в поперечному напрямку. В цьому випадку розрахунок перерізів проводять на косий позацентровий стиск відповідно до 8.3. За наявності отворів у стінах зусилля стиску, що виникають в простінках, визначають урахуванням навантаження, прикладеного між осями сусідніх отворів.

У стіні з прорізами кожен простінок розраховують на навантаження, що відповідає ділянці стіни, розташованому над цим простінком між осями сусідніх отворів. При цьому не враховують можливе перерозподіл цього навантаження на сусідні, менш напружені простінки через перемички. Розвантаження цих простінків за рахунок перерозподілу навантаження на суміжні простінки не враховують у зв'язку з можливою появою тріщин у перемичках при нерівномірному осіданні будівлі, зміни температури тощо.

Якщо на простінок опирається суцільна стіна (або стіна з рідкісними нерегулярно розташованими отворами), що забезпечує перерозподіл тиску між простінками, то переріз стіни допускають розглядати як одне ціле з урахуванням ослаблень прорізами (переріз «нетто»).

При цьому, якщо рівнодіюча вертикальних навантажень прикладена до центру перерізу, що розраховують, то напруження розподіляються рівномірно по довжині перерізу, якщо ж рівнодіюча зміщена по відношенню до центру перерізу (наприклад, при несиметричному розташуванні прорізів), то при розрахунку рекомендовано враховувати ексцентриситет у площині стіни.

**11.3.2** Розрахунок стін будинків на вітрові навантаження, спрямовані паралельно стінам, водять в послідовності:

- визначають розрахункові значення вітрового навантаження;
- проводять розподіл вітрового навантаження між поперечними або поздовжніми стінами, розташованими в напрямку дії навантаження;
- визначають зусилля (напруження), що виникають в стінах будівлі і їх елементах (перемичках, з'єднаннях) при дії вітрового навантаження.

Величини розрахункового вітрового навантаження визначають за ДБН В. 1.2-2.

**11.3.3** Вітрове розподілене навантаження на  $j$ -у стіну будинку визначають за формулою:

$$q_j = q \left( \frac{v_1 l}{\delta_j \sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}} + v_2 \frac{L_{j-1} + L_j}{2} \right), \quad (11.13)$$

де  $q_j$  - навантаження на 1 м висоти стіни  $j$  на рівні, що розглядається по висоті будівлі;

$q$  - інтенсивність вітрового навантаження, МПа (кгс/м<sup>2</sup>) на тому ж рівні;

$v_1$  і  $v_2$  - коефіцієнти, які залежать від виду перекриття:

при монолітному залізобетонному перекритті  $v_1 = 0,9$  і  $v_2 = 0,1$ ;

при збірних замоноличених перекриттях  $v_1 = 0,65$  і  $v_2 = 0,35$ ;

при дерев'яних перекриттях  $v_1 = 0,1$  і  $v_2 = 0,9$ ;

$L_{j-1}$ ,  $L_j$  - відстані між розглянутою  $j$  стіною і сусідніми стінами (праворуч і ліворуч);

$\delta_i$  і  $\delta_j$  - горизонтальні переміщення стін на рівні  $\frac{2}{3}$  висоти стіни щодо планувальної позначки землі, викликані рівномірно розподіленим по висоті цих стін навантаженням  $q=1$ ;

$l$  - довжина будівлі в напрямку, перпендикулярному до тиску вітру;

$n$  - число стін, паралельних напрямку вітру.

Переміщення визначають з урахуванням деформацій вигину, а при відношенні висоти стіни до висоти перерізу  $h \leq 10$  – також і з урахуванням деформацій зсуву. При обчисленні прогинів відносні деформації зсуву  $\gamma$  обчислюють за формулою:

$$\gamma = K \frac{\gamma_n V_{Ed}}{GA}, \quad (11.14)$$

де  $V_{Ed}$  - поперечна сила в даному перерізі;

$G$  - модуль зсуву кладки ( $G = 0,4E_0$ );

$A$  - площа перерізу;

$K$  - коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірності розподілу дотичних напружень на деформації згинального елемента (для перерізів, що складаються з декількох прямокутників в плані), в загальному випадку визначають за формулою:

$$K = \frac{A}{I_0^2} \int_{y_1}^{y_2} \frac{S(y) dy}{b(y)}, \quad (11.15)$$

тут  $A$  і  $I_0$  - площа перерізу і момент інерції відносно осі  $x$ , що проходить через центр ваги перерізу;

$y_1$  і  $y_2$  - ординати верхньої і нижньої межі перерізу;

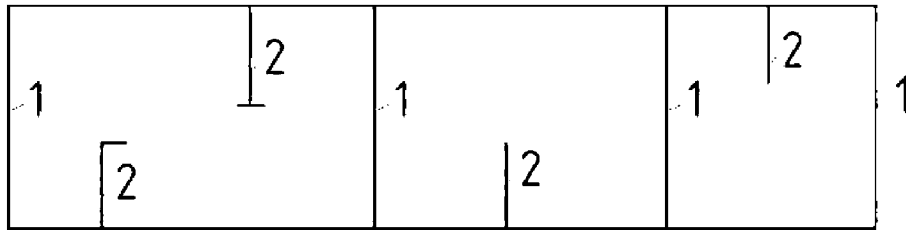
$S(y)$  - статичний момент частини площі перерізу від рівня  $y$  до краю перерізу щодо осі перерізу;

$b(y)$  - ширина перерізу на рівні  $y$ .

Для прямокутного перерізу коефіцієнт  $K$  приймають 1,2.

При значній різниці в жорсткості стін одного напрямку більш жорсткі стіни 1 (рисунок 11.2) можуть розглядатися як діафрагми жорсткості будівель, що сприймають все вітрове навантаження. При цьому ділянки малої жорсткості стіни 2 (рисунок 11.2) допускають не враховувати.

Вітрові навантаження сприймають діафрагмами, визначають за формулою (11.13) при зазначеннях  $v_1$  і  $v_2$ , зазначених вище, при цьому враховують суму характеристик жорсткості  $\sum \frac{1}{\delta_i}$  всіх діафрагм.



1 – діафрагми; 2 – стіни малої жорсткості

**Рисунок 11.2** - Схема поперечних стін будівлі

**11.3.4** Кожну стіну розглянутого напрямку розраховують як консоль, зароблену в основі під дією горизонтальних навантажень від активного та пасивного тиску вітру.

Розрахунок поперечних стін на головні розтягуючі напруження від горизонтальної (вітрової) навантаження проводять за формулами, наведеними в 11.3.1.

**11.3.5** Якщо стіна має розташовані один над одним отвори (наприклад, дверні), то її розглядають як систему вертикальних консолей (смуг між прорізами), пов'язаних один з одним перемичками. При розрахунку, як правило, перемички розглядають як абсолютно жорсткі ригелі (розпирки), шарнірно зв'язані зі стінами. При цьому розрахунок перемичок проводять тільки на вертикальні навантаження, розташовані над ними. В цьому випадку навантаження, сприйняте кожною ділянкою (вертикальною смугою) стіни, допускають визначати за формулою:

$$q_j = q_{j1} \frac{1}{\delta_i \sum_{i=1}^r \frac{1}{\delta_i}}, \quad (11.16)$$

де  $q_j$  - горизонтально розподілене навантаження, сприйняте стіною  $j$ ;

$q_{j1}$  - горизонтально розподілене навантаження, сприйняте ділянкою  $j_1$  стіни  $j$ ;

$\delta_j$  - прогин  $j$ -ї ділянки стіни при одиничному розподіленому навантаженні в рівні  $\frac{2}{3}$  висоти стіни  $i$ ;

$\delta_i$  - те саме для ділянки стіни;

$r$  - число вертикальних ділянок, чи які стіна розділена прорізами

В поперечних стінах з прорізами число цих ділянок, зазвичай, дорівнює двом або трьом, поздовжніх - більше трьох.

Прогини визначають з урахуванням вказівок 11.8.

Розрахунок стіни з прорізами з урахуванням спільної роботи вертикальних ділянок стін (смуг між прорізами) допускають за умови достатньої міцності перемичок, що сприймають згинальні моменти і поперечні сили, що має бути підтверджено розрахунком, відповідно до 11.3.1.

При нерегулярному розташуванні в стіні окремих отворів, розділених перемичками з відношенням  $H/l > 0,75$  ( $H$  і  $l$  - висота і проліт перемички) при площі "нетто" будь-якого вертикального або горизонтального перерізу, що становить не менше 70 % його повної площі, допускають при визначенні зусиль розраховувати стіну як суцільну.

При розрахунку на міцність перерізів, що перетинають прорізи, приймають момент інерції, момент опору і площу перерізу "нетто".

Якщо стіни взаємно перпендикулярного напрямку з'єднані перев'язкою або іншими досить жорсткими і міцними зв'язками, то рекомендовано враховувати спільну роботу стіни і ділянок, що примикають до цієї стіни. В цьому випадку розрахунковий горизонтальний складений переріз може мати форму двутавра, швелера, тавра тощо. Достатню міцність або тріщиностійкість перев'язки або з'єднань підтверджують розрахунком на горизонтальні і вертикальні навантаження (11.3.1). При обліку спільної роботи поперечних і поздовжніх стін при дії горизонтального навантаження, у разі якщо поперечна і поздовжня стіни виконані з різних матеріалів при обчисленні  $A$  і  $I$ , приймають ширину полиці  $b_{red}$ , доведену до матеріалу поперечної стіни за формулою:

$$b_{red} = b \frac{E_2}{E_1}, \quad (11.17)$$

де  $b$  - ширина полиці;

$E_2$  - модуль деформацій матеріалу полиці (наприклад, кладка враховує ділянки поздовжньої стіни);

$E_1$  - модуль деформацій матеріалу стінки (кладка розглянутої ділянки поперечної стінки).

При з'єднанні стін гнучкими (металевими) зв'язками, при розрахунку на вітрове навантаження ділянки стін перпендикулярного напрямку не включають до перерізу стіни, що розраховують. У разі необхідності зв'язок між пов'язаними стінами може бути забезпечена розрахованими на зрушення залізобетонними або металевими шпонками.

**11.3.6** Поперечні стіни, що сприймають діючі в їх площині горизонтальні (вітрові) навантаження розраховують на головні розтягувальні напруження. Якщо міцність поперечних стін з прорізами забезпечується тільки з урахуванням жорсткості перемичок, то перемички розраховують на виникаючі в них перерізуючі сили відповідно до 11.3.1.

У стінах з пілястрами або без пілястр ширину стіни при розрахунку приймають:

а) якщо конструкція покриття забезпечує рівномірну передачу тиску по всій довжині обпирання його на стіну, рівній ширині між прорізами, а в стінах без прорізів рівній ширині ділянки стіни між осями прольотів;

б) якщо бічний тиск від стіни на покриття передається в місцях обпирання на стіни ферм або прогонів, то стіну з пілястрами розглядають як стійку раму з постійним по висоті перерізом, при цьому ширину полки приймають рівною  $\frac{1}{3} H$  в кожную сторону від краю пілястри, але не більше ширини стіни між прорізами ( $H$  - висота стіни від рівня закладення,  $h$  - товщина стіни). За сутності пілястр і передачі на стіни зосереджених навантажень ширину ділянки  $\frac{1}{3} H$  приймають кожную сторону від краю розподільної плити, встановленої під опорами ферм або прогонів.

## 11.4 Розрахунок стін будинків з пружною конструктивною схемою

**11.4.1** При пружних опорах (будівлі з пружною конструктивною схемою), проводять розрахунок рамної системи, стійками якої є стіни і стовпи (залізобетонні, цегляні тощо), а ригелями – перекриття і покриття, які розглядають як жорсткі розпірки, шарнірно зв'язані зі стінами. При пружних опорах приймають, що стійки закладені в ґрунт в рівні підлоги будинку (при наявності бетонного підстильного шару під підлоги і вимощення).

**11.4.2** У будинках з пружною конструктивною схемою жорсткість стін або стовпів, виконаних з цегляної або кам'яної кладки, при статичному розрахунку рами визначають, беручи модуль пружності кладки  $E = 0,8E_0$ .

**11.4.3** При значних зосереджених навантаженнях (таких, як опорні реакції ферм, балок великих прольотів, прогонів, підкранових балок тощо) стіни, як правило, посилюють пілястрами.

В цьому випадку стійки мають тавровий розтин. Якщо навантаження від перекриття або покриття розподілена рівномірно по довжині стіни (наприклад, при покритті з залізобетонного настилу), за ширину полиці може прийматися вся ширина простінка або ж, при глухих стінах, – вся довжина стіни між осями примикають до пілястрі прольотів.

Якщо навантаження від перекриття зосереджена на окремих ділянках (обпирання ферм, балок тощо), при статичному розрахунку допускають приймати ширину полиці тавра згідно з 11.3.6. Якщо товщина стіни менше 0,1 висоти перерізу пілястри, то переріз розглядають як прямокутний без урахування примикаючих ділянок стіни.

**11.4.4** Кожна поперечна рама, що складається з вертикальних і горизонтальних елементів, розташованих на одній осі, розраховують, як правило, незалежно від інших рам, якщо немає спеціальних умов, при яких можлива істотна перевантаження будь-якої рами при завантаженні інших прольотів. Розрахунок проводять на всі навантаження, розташовані між середніми осями прольотів будівлі, що примикають до рами.

**11.4.5** Розрахунок стін і стовпів закінченого будівлі пружною конструктивною схемою виконують з урахуванням різних умов роботи цих елементів при навантаженнях, прикладених до і після установки перекриттів. Стіни і стовпи розраховують на навантаження, прикладені до установки перекриттів або покриттів (власна вага стін, деякі види обладнання тощо) як вільно стоять стійки, закладені в ґрунт. На навантаження, прикладені після влаштування перекриттів, стіни і стовпи розраховують як елементи рам. Зусилля, обчислені за цих двох навантажень, підсумовують.

Опорні реакції в шарнірній верхній опорі кожної стійки визначають послідовно від всіх доданих навантажень, і отримані значення підсумовують.

**Примітка.** Розрахунок однопрогонових та багатопрогонових рам з шарнірно обпертими ригелями і ступінчастими затисненими стійками може проводитися за таблицями довідників.

## **11.5 Розрахунок стін багатопверхових будинків з цегли або керамічних каменів на вертикальне навантаження з розкриттям тріщин при різному завантаженні або різній жорсткості суміжних ділянок стін**

**11.5.1** При розходженні зовнішніх і прилеглих до них внутрішніх стін по мірі завантаження або виконання їх з різних матеріалів (наприклад, із силікатної та глиняної цегли або керамічних каменів) ділянки стін, близькі до місць їх взаємного примикання, розраховують за появою і розкриттям тріщин.

**11.5.2** При розрахунку умовно приймають, що обидві стіни (або суміжні ділянки однієї і тієї ж стіни) не пов'язані один з одним, і мають вільну деформацію кожної з двох стін окремо при дії розрахункових тривалих навантажень. Різниця вільних деформацій цих стін має задовольняти умови:

$$\bar{\delta}_1 - \bar{\delta}_2 \leq \bar{\delta}_u, \quad (11.18)$$

де  $\delta_1$  - абсолютна вільна деформація стиску однієї зі стін (або ділянки стіни);  
 $\delta_2$  - те саме другої стіни;  
 $\bar{\delta}_u$  - гранична допустима різниця деформацій згідно з таблицею 11.3.

**Таблиця 11.3**

Число поверхів	5	6	7	8	9	12 і більше
Висота стіни, Н	15	18	21	24	27	36 і більше
$\bar{\delta}_u$ , мм	7	8	9	10	12	15

Величини вільних деформацій визначають як суму деформацій кладки на всіх поверхах буди від рівня верху фундаменту до верху стіни за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{1i} h_i}{E_{1i}} + \delta_{sh1} \\ \delta_2 &= \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{2i} h_i}{E_{2i}} + \delta_{sh2} \end{aligned} \right\} \quad (11.19)$$

де  $\sigma_{1i}$  - напруження в кладці першої стіни, що вільно стоїть на і-му поверсі;  
 $\sigma_{2i}$  - те саме другої стіни;  
 $E_{1i}$  - модулі деформацій кладки першої стіни на і-му поверсі;  
 $E_{2i}$  - те саме другої стіни;  
 $h_i$  - висота і -го поверху;  
 $\bar{\delta}_{sh1}$  і  $\bar{\delta}_{sh2}$  - абсолютні деформації усадки першої та другої стіни, обчислені за відносними значеннями усадок матеріалів стін, помноженим на висоту відповідних ділянок стін;  
 $n$  - число поверхів від підлоги підвалу до верхнього або розглянутого проміжного поверху.

Напруження визначають в середині кожного поверху і обчислюють при розрахункових значеннях всіх тривалих навантажень. Модулі пружності  $E_i$ , що входять до формули (11.19), обчислюють за формулою:

$$E_i = \alpha_{1i} f_{iu}, \quad (11.20)$$

де  $f_{iu}$  - середня границя міцності кладки першої або другої стіни даного поверху, що будують в літніх умовах;

$\alpha_{1i}$  - характеристика деформацій, яка залежить від матеріалу кладки і враховує повні деформації кладки (без урахування деформацій усадки).

Значення характеристики  $\alpha_1$  для кладки на розчині марки М2,5 і вище наведено в таблиці 11.4.

**11.5.3** Спільна робота стін і розподіл зусиль з навантаженої стіни на менш навантажену – менш деформовану багато в чому залежить від конструктивної схеми будівлі. Оптимальним рішенням є наступні схеми: спирання плит перекриттів за чотирма або трьома сторонами; обпирання плит перекриттів по черзі – на одному поверсі на внутрішні стіни, на іншому – на зовнішні.



Таблиця 11.4

Кладка	$\alpha_1$ для кладки	
	літньої	зимової після затвердіння
Із цегли:		
глиняної пластичного пресування	450	300
силікатної та глиняної напівсухого пресування	250	170
З керамічних каменів висотою 140 мм	650	430
<b>Примітка.</b> При виконанні кладки в зимовий період, що виконують на розчинах з противоморозними хімічними добавками, значення характеристики деформацій приймають такими ж, як для літньої кладки.		

У цих випадках зусилля розподіляється на внутрішні і зовнішні стіни більш рівномірно і зменшується ймовірність появи тріщин у стінах. Крім того, зменшується навантаження на стіни та фундаменти.

Рекомендовано враховувати, що для зменшення різниці деформацій стін і підвищення жорсткості будівлі поздовжні краї плит перекриттів заводять в несучу стіну від 8 см до 10см. Це частково перерозподілить зусилля на стіни і забезпечить кращу їх спільну роботу.

В цьому випадку різницю в деформаціях стін, яка визначають за формулами (11.19), допускають зменшити в 1,5 рази, коли вільна довжина несучих стін до перерізу їх з внутрішніми поздовжніми ненесучими стінами або відрізками стін не перевищує 7,5 м, і в 1,25 раза - при вільній довжині більше ніж 7,5 м.

**11.5.4** Наведений у 11.5.2 розрахунок обмежує можливість розкриття тріщин, але не виключає повністю ймовірність їх появи. Тріщини також можуть з'явитися в результаті нерівномірного осідання фундаментів, температурних впливів, усадки тощо Тому для забезпечення спільної роботи стін і перекриттів при проектуванні будинків передбачають наступні конструктивні заходи, у будинках заввишки понад 5 поверхів рекомендовано влаштовувати під перекриттями або між торцями армокам'яні пояси, що укладають по зовнішніх і внутрішніх стінах. Пояси укладають, починаючи з 5-го поверху через три поверхи до передостаннього.

У зовнішніх стінах рекомендовано замість улаштування поясів укладати під опорами перемичок арматурні сітки по всій ширині простінків.

В поверхах, де пояси не передбачають, в перерізах стін необхідно під перекриттями укладати в'язеві арматурні сітки з поздовжніх стрижнів діаметром 8 мм і поперечних - 4 мм з розміром вічка 100 мм x 100 мм. Для того, щоб уникнути потовщення розчинних швів в перерізах сіток, а також з метою забезпечення технологічності їх виготовлення допускають укладати сітки в суміжних по висоті рядах кладки стін різного спрямування. У несучих стінах сітки рекомендовано заводити за межу першої плити перекриттів, що спираються на стіну не менш ніж на 50 см.

В'язі проектують такими, щоб вони не перетинали димові та вентиляційні канали, в цих місцях їх передбачають двогілковими з укладанням кожної гілки в верстових рядах кладки. Для кладки стін багатопверхових будинків (9 поверхів і вище) застосовують розчини не нижче марки М5.

## 11.6 Обчислення заповнення стін каркасних будинків при розрахунку каркасів

**11.6.1** При оцінці переміщень каркасних стін для визначення періоду власних коливань каркасних будинків, викликаних вітровим навантаженням, допускають враховувати роботу заповнення з цегляної або кам'яної кладки за умови застосування розчину марки не нижче М5 і при товщині стіни не менше 25 см. При розрахунку каркаса за несучою здатністю заповнення враховують тільки як навантаження.

**11.6.2** У випадку, зазначеному в 11.6.1, допускають підвищувати поперкові жорсткості каркаса при визначенні частини деформацій, викликаних поперечною силою (зсувом).

Розрахункове значення горизонтальної поперечної сили в заповненні (рисунок 11.3) не повинно перевищувати величини:

$$V_{Ed} = \frac{0, f_{vd} l h}{1 - \frac{\alpha}{\beta}}, \quad (11.21)$$

де  $l$  - довжина заповнення панелі каркаса;

$h$  - товщина заповнення;

$\beta = \frac{l}{h}$  - застосування формули (11.21) допускають при задоволенні нерівності

$$0,8 \leq \beta \leq 2;$$

$f_{vd}$  - розрахунковий опір зрізу (дотичне зчеплення) по неперев'язаному перерізу (див. табл. 9 додатка Р ДБН В.2.6-162);

$\alpha$  - коефіцієнт, що дорівнює 0,4 для кладки з суцільної цегли і 0 - для кладки з саману;

$\gamma$  - коефіцієнт, що враховує вплив прорізу: для суцільного заповнення дорівнює 1; для заповнення з отвором шириною  $l_1 \leq 0,6 \cdot l$  і висотою  $H_1 \leq 0,65H$  (рисунок 11.3, б) за умови  $H_1/l_2 \leq 2$  ( $l_2$  - ширина простінка) його можна визначати за формулою:

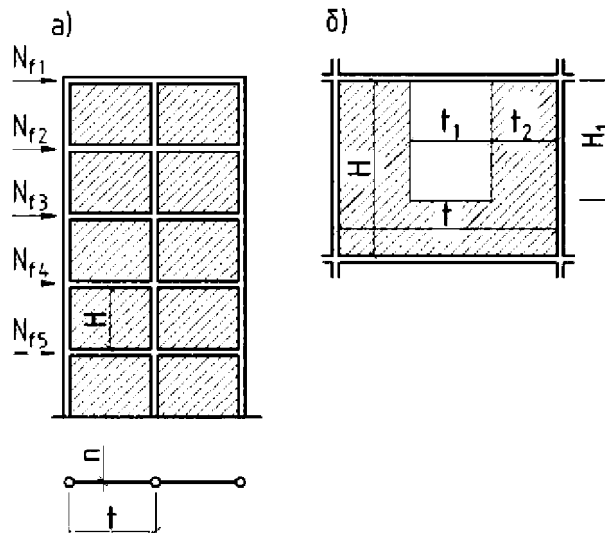
$$\gamma = 0,5 \left\{ 1 - 1,54 \left[ 1 - 0,25 \left( 1 - \frac{l_1}{l} \right) \right] \cdot \frac{H_1}{H} \right\}. \quad (11.22)$$

**11.6.3** Жорсткість будівель з металевим або залізобетонним каркасом і з заповненням кам'яної кладки передбачають такою, що відповідає наступним вимогам:

- горизонтальні переміщення верху будівлі по відношенню до позначки верху фундаменту, що визначають без обліку повороту фундаменту, не перевищують 0,001 висоти будівлі;

- ці ж переміщення, що визначають з урахуванням повороту фундаменту, не перевищують 1/750 висоти будівлі;

- перекося панелей каркаса (заповнених кам'яною кладкою), викликані поперечною силою, приймають не більше ніж 1/1500.



а - загальний вид каркасної стіни із заповненням панелей каркаса кладкою;  
 б - схема заповнення з прорізами

**Рисунок 11.3** - До розрахунку каркасних стін

**11.7 Допустимі відношення висот стін і стовпів до їх товщини**

**11.7.1** Граничні відношення висот стін, стовпів і перегородок до їх товщини, незалежно і результатів розрахунку, приймають не більше вказаних нижче.

**11.7.1.1** Відношення  $\beta = H/h$  (де  $H$  - висота поверху,  $h$  — товщина стіни чи менша сторона прямокутного перерізу стовпа) для стін без прорізів, що сприймають навантаження від перекриттів або покриттів, при вільній довжині стіни  $l \leq 2,5H$  не має перевищувати величин, наведених в табл. 11.5 (для кладки з кам'яних матеріалів правильної форми).

Для стін з пілястрами і стовпів складного перерізу замість  $h$  приймають умовну товщину  $h_{red} = 3,5i$ , де  $i = \sqrt{I/A_i}$ . Для стовпів круглого і багатокутного перерізу, вписаного в коло,  $h_{red} = 0,85d$  де  $d$  - діаметр перерізу стовпа.

**Примітка.** При висоті поверху  $H$ , більшою вільної довжини стіни  $l$ , відношення  $l/h$  не повинно перевищувати значення  $1,2\beta$  за таблицею 11.5.

**Таблиця 11.5**

Марка розчину	Відношення $\beta$ при групі кладки			
	I	II	III	IV
5 і вище	25	22	-	-
2,5	22	20	17	-
1	20	17	15	14
0,4	-	15	14	13

**11.7.1.2** Відношення  $\beta$  для стін і перегородок за умови, що вони відрізняються від зазначених в 11.7.1.1, приймають з поправочними коефіцієнтами  $k$ , наведеними у таблиці 11.6. Граничні відношення  $\beta$  для стовпів приймають за таблицею 11.5 з коефіцієнтами, наведеними в таблиці 11.7.

**11.7.1.3** Відношення  $\beta$ , наведені в таблиці 11.5 і помножені на коефіцієнт  $k$  за таблицею 11.6 для стін і перегородок, можуть бути збільшені: при конструктивному поздовжньому армуванні кладки (при  $\mu = 0,05\%$ ) в одному напрямку (в горизонтальних швах кладки) - на 20%.

При відстанях між пов'язаними зі стінами поперечними стійкими конструкціями  $l \leq k\beta h$  висоту стін  $H$  не обмежують і визначають розрахунком на міцність. При вільній довжині  $l$ , що дорівнює або більше  $H$ , але не більше  $2H$  (де  $H$  - висота поверху) рекомендовано дотримуватися умови  $H + l \leq 3k\beta$ .

**11.7.1.4** Для стін, перегородок і стовпів, не закріплених у верхньому перерізі, значення відношень  $\beta$  приймають на 30 % менше встановлених у 11.7.1.1-11.7.1.3.

**Таблиця 11.6**

№ п/п	Характеристика стін і перегородок	Коефіцієнт $k$
1	Стіни і перегородки, що не несуть навантаження від перекриттів або покриттів при товщині, см:	
	25 і більше	1,2
	10 і менше	1,8
2	Стіни з прорізами	$\sqrt{\frac{A_n}{A_b}}$
3	Перегородки з прорізами	0,9
4	Стіни і перегородки при вільній їх довжині між поперечними стінами, що примикають, або колонами від 2,5H до 3,5H	0,9
4	Те саме при $l > 3,5H$	0,8
6	Стіни з бутової кладки і бутобетону	0,8
<p><b>Примітка 1.</b> Загальний коефіцієнт зниження відношень <math>\beta</math>, який визначають шляхом множення окремого коефіцієнта зниження <math>k</math> (табл. 29), приймають не нижче коефіцієнта зниження <math>k_p</math>, зазначеного в табл. 30 для стовпів.</p> <p><b>Примітка 2.</b> При товщині не несучих стін і перегородок більше ніж 10 см і менше ніж 25 см величину поправочного коефіцієнта <math>k</math> визначають по інтерполяції.</p> <p><b>Примітка 3.</b> Значення <math>A_n</math> - площа нетто і <math>A_b</math> - площа бруто визначають по горизонтальному перерізі стіни.</p>		

**Таблиця 11.7**

Менший розмір поперечного перерізу стовпа, см	Коефіцієнт $k$ для стовпів	
	із цегли та каменів правильної форми	із бутової кладки та бутобетону
90 і більше	0,75	0,6
70-89	0,7	0,55
50-69	0,65	0,5
Менше ніж 50	0,6	0,45
<p><b>Примітка.</b> Граничні відношення <math>\beta</math> несучих вузьких простінків, які мають ширину меншу товщини стіни, приймають як для стовпів з висотою, рівною висоті прорізів.</p>		

**Примітка.** Як стовпи, з урахуванням коефіцієнтів, наведених у табл. 11.7, розглядають ділянки кладки, ширина яких не перевищує потрійною товщини..

**11.7.2** У будинках з отворами, що відкриваються, внутрішні стіни та перегородки, крім навантажень, що ними сприймають, розраховують на вітрове навантаження згідно ДБН В.1.2–2.

**11.7.3** Якщо товщина стін або перегородок призначена з урахуванням того, що спирається по контуру, необхідно передбачати їх кріплення до прилеглих бічних конструкцій і до верхнього покриття або ригелю каркаса за допомогою перев'язки кладки, анкерів, закладення в борозну кладки, закладення між полицями швелерів, двотаврових профілів і тощо.

У багатоповерхових будинках закріплення несучих стін вгорі в кожному поверсі забезпечують перекриттями, що спирають на них.

**Приклад 11.** Знайти розподіл вітрового навантаження між поперечними стінами 12-поверхового житлового будинку.

Довжина будівлі 66 м, висота 38 м.

Схематичний план і розріз по зовнішній стіні будівлі наведені на рисунку 11.4, а горизонтальні перерізу всіх ділянок стіни – на рисунку 11.5.

Перекриття збірні залізобетонні, замоноличені. Розрахунок проводять за вказівками 11.8 і за формулою (11.13). Нумерація стін наведена на рисунку 11.4.

Оскільки при розрахунку розподілу вітрового навантаження прогини стін визначають на висоті  $\frac{2}{3}H = 25,3$  м, а товщина стіни зменшується на рівні 21,6 м, то ця зміна перерізу стіни практично не впливає на величину прогину. Тому знаходимо  $I_0$  (момент інерції відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу стіни) і коефіцієнт  $K$  (для обчислення прогинів від дії поперечної сили) тільки для перерізів стін в нижніх поверхах.

Наводимо обчислення величин  $I_0$  і  $K$  для складного перерізу стіни № 1.

Площа перерізу:

$$A = 9,62 \cdot 0,64 + 1,10 \cdot 0,64 + (1,20 + 2,95) \cdot 0,64 = 9,50 \text{ м}^2.$$

Статичний момент щодо верхнього краю перерізу:

$$S_1 = 9,62 \cdot 0,64 \cdot \frac{9,62}{2} + 1,10 \cdot 0,64 \cdot (1,10 + 0,32) + 4,15 \cdot 0,64 \cdot (6,51 + 0,32) = 48,6 \text{ м}^3.$$

Відстань від верхнього краю перерізу до його центра ваги:

$$z = \frac{S_1}{A} = \frac{48,6}{9,50} = 5,12 \text{ м}.$$

Момент інерції щодо верхнього краю перерізу (нехтуючи дуже малими моментами інерції горизонтальних ділянок щодо їх власної осі):

$$I_1 = \frac{0,64 \cdot 9,62^2}{3} + 1,10 \cdot 0,64 \cdot (1,10 + 0,32)^2 + 4,15 \cdot 0,64 \cdot (6,51 + 0,32)^2 = 314 \text{ м}^4.$$

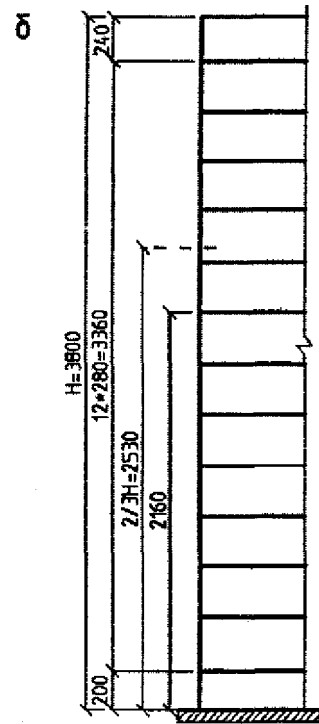
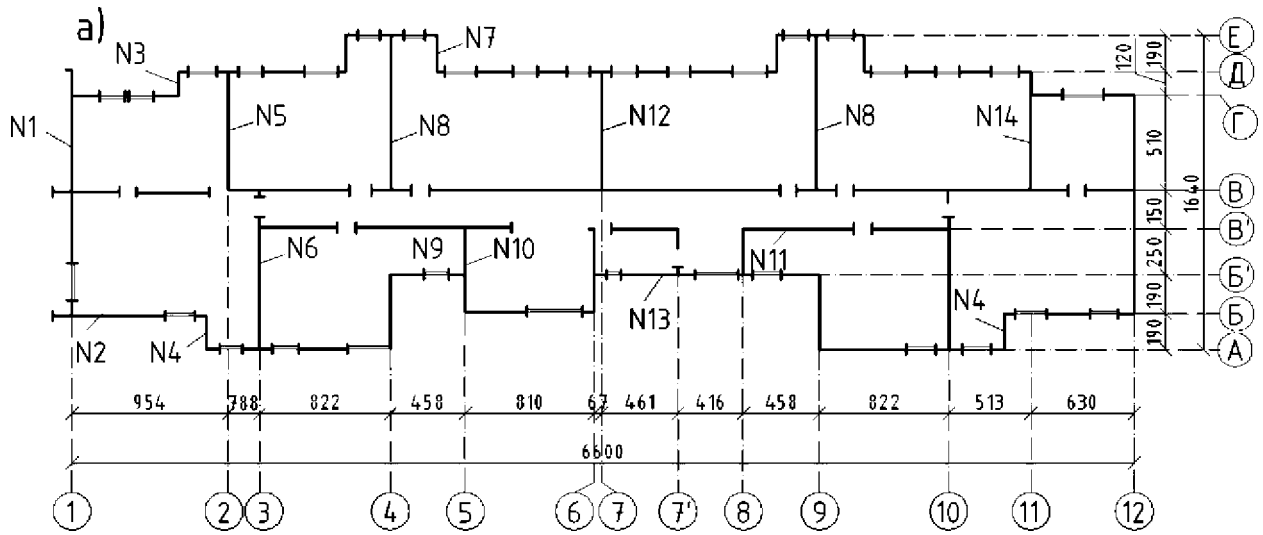
Момент інерції щодо осі, що проходить через центр ваги перерізу:

$$I_0 = 314 - 9,50 \cdot 5,12^2 = 65 \text{ м}^4.$$

Коефіцієнт  $K$  визначаємо за формулою (11.15):

$$D_{\text{up}} = D_3 ; D_1 = D_4 ,$$

де ділянки  $D_3$  і  $D_4$  - див. рисунок 11.6;



а - план; б - поперечний переріз  
**Рисунок 11.4 - Схема будівлі**

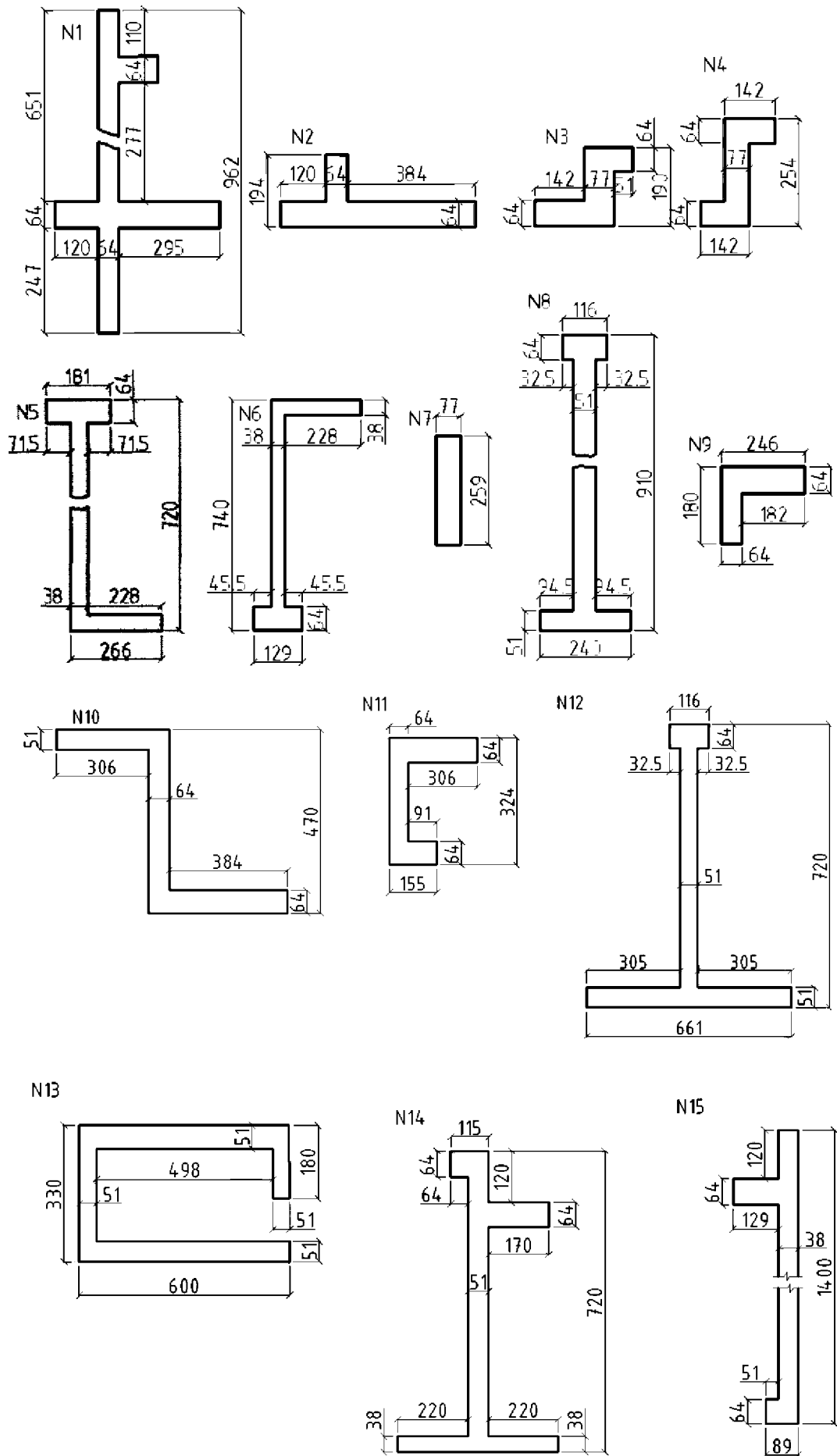
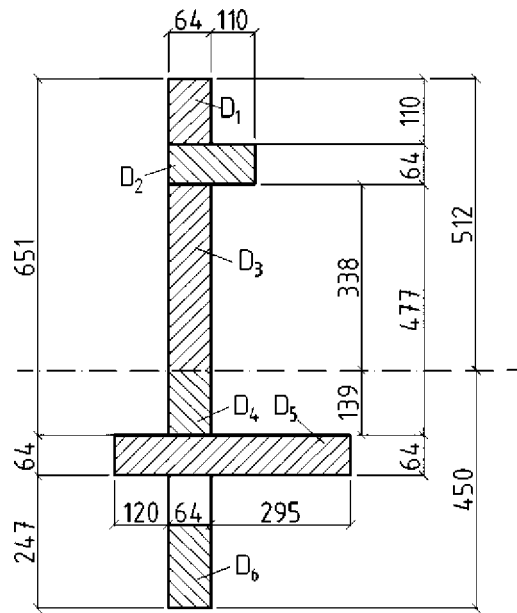


Рисунок 11.5 – Переріз стін



**Рисунок 11.6** - Схема для визначення коефіцієнта К стіни № 1

$$D_{up} = D_3 = \frac{1}{b} \left( \frac{2}{15} b^2 h^2 + \frac{2}{3} S^* b h + S^{*2} h \right);$$

$$S^* = 0,64 \cdot 1,10 \left( 5,12 - \frac{1,10}{2} \right) + 0,64 \cdot 1,74 \cdot \left( 3,38 + \frac{0,64}{2} \right) = 3,22 + 4,12 = 7,34 \text{ м}^3;$$

$$S^{*2} = 53,83 \text{ м}^6;$$

$$h = 3,38 \text{ м}; h^3 = 38,6 \text{ м}^3; h^5 = 441 \text{ м}^5;$$

$$b = 0,64 \text{ м}; b^2 = 0,4096 \text{ м}^2;$$

$$D_{up} = \frac{1}{0,64} \left( \frac{2}{15} 0,4096 \cdot 441 + 0,667 \cdot 7,34 \cdot 0,64 \cdot 38,6 + 53,83 \cdot 3,38 \right) = 510,8 \text{ м}^6.$$

Формула для визначення  $D_4$  та сама, що для  $D_3$ .

$$S^* = 0,64 \cdot 2,47 \left( 4,5 - \frac{2,47}{2} \right) + 0,64 \cdot 4,79 \cdot \left( 1,39 + \frac{0,64}{2} \right) = 5,161 + 5,242 = 10,4 \text{ м}^3;$$

$$S^{*2} = 108,2 \text{ м}^3;$$

$$h = 1,39 \text{ м}; h^3 = 2,68 \text{ м}^3; h^5 = 5,18 \text{ м}^5;$$

$$b = 0,64 \text{ м}; b^2 = 0,4096 \text{ м}^2;$$

$$D_l = D_4 = \frac{1}{0,64} \left( \frac{2}{15} 0,4096 \cdot 5,18 + \frac{2}{3} 10,4 \cdot 0,64 \cdot 2,68 + 108,2 \cdot 1,39 \right) = 254 \text{ м}^6;$$

$$K = \frac{A}{l_0^2} (D_{up} + D_l) = \frac{9,5}{65^2} (510,8 + 254) = 1,72.$$

Обчислення значень К для інших стін проводять за тією ж методикою, що і для стіни № 1, і тут не наведено.



Коефіцієнти К обчислюють для стін, у яких відношення висоти стіни до висоти перерізу  $H/h \leq 10$ . Величина А,  $I_0$  і К для всіх стін, а також інші характеристики перерізів, необхідні для розрахунку, ведені в таблиці 11.8.

Таблиця 11.8

Номер стіни	Число стін, $n_i$	А, $m^2$	$I_0$ , $m^4$	К	$\frac{0,91 \cdot 10^2}{I_0}$ , $m^{-2}$	$\frac{1,1K}{A}$ , $m^{-2}$	$\delta$ , $m^{-2}$	$\frac{1}{\delta}$ , $m^2$	F
1	1	9,50	65	1,86	1,4	0,215	1,62	0,6173	0,124
2	1	4,46	0,77	—	118,2	—	118,2	0,00846	0,0017
3	1	2,69	0,91	—	100	—	100	0,01	0,02
5	2	2,78	1,83	—	49,6	—	49,6	0,0202 (0,0404)	0,0041 (0,0082)
5	1	4,51	31,8	—	2,9	0,43	3,33	0,3003	0,0604
6	2-	4,26	29,9	1,78	3,0	0,426	3,43	0,292 0,584	0,0586 (0,1172)
7	4	1,99	1,1	1,65	82,8	—	82,9	0,0121 0,0484	0,00243 (0,00972)
8	2	6,02	56,4	—	1,61	0,258	1,87	0,5348 1,07	0,1077 (0,2154)
9	1	2,31	0,54	1,41	169	—	169	0,0059	0,0012
10	1	7,03	22,1	—	4,1	0,38	4,48	0,2232	0,0448
11	1	4,05	5,1	2,43	17,9	—	17,9	0,0559	0,0112
12	1	7,20	43,8	—	2,1	0,316	2,42	0,414	0,0833
13	1	7,33	11,4	2,07	8,0	—	8,0	0,125	0,0251
14	1	6,77	43,4	1,85	2,1	0,3	2,4	0,416	0,0838
15	1	6,47	126	1,38	0,72	0,235	0,95	1,053	0,212
								$\sum \frac{1}{\delta} = 49,7$	$\sum F = 1,000$

Визначаємо горизонтальні переміщення (прогини)  $\delta$  стін на рівні 0,33 Н, що є умовною характеристикою жорсткості стін при згині в їх площині.

Позначаємо через  $x$  відстань від рівня закладення стіни до розглянутого перерізу.

Прогин консолі при рівномірно розподіленому навантаженні від дії згинальних моментів.

$$\delta_m = \frac{qH^4}{24EI} \left( 6 \frac{x^2}{H^2} - 4 \frac{x^3}{H^3} + \frac{x^4}{H^4} \right). \quad (11.23)$$

На рівні  $x = \frac{2}{3}H$ :

$$\delta_m = \frac{qH^4}{24EI} \left( \frac{6 \cdot 4}{9} - \frac{4 \cdot 8}{27} + \frac{16}{81} \right) = 0,07 \frac{qH^4}{EI}.$$

Прогин тієї ж консолі від дії поперечних сил:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{Kqx}{GA}(H - 0,5x). \quad (11.24)$$

При  $x = \frac{2}{3}H$ :

$$\sigma_{\alpha} = \frac{Kq}{GA} \cdot \frac{2}{3}H \cdot (H - \frac{2}{3} \cdot 0,5H) = \frac{4}{9} \cdot \frac{KqH^2}{GA}. \quad (11.25)$$

Модулі пружності для всіх стін наближено приймаємо постійними. Модуль зсуву згідно ДБН В.2.6-162  $G = 0,4E$ . Навантаження  $q = 1$ .

$$\delta = \frac{H^2}{E} \left( 0,07 \frac{H^2}{I} + 0,445 \frac{K}{0,4A} \right) = \frac{H^2}{E} \left( 0,07 \frac{H^2}{I} + 1,1 \frac{K}{A} \right) = \frac{H^2}{E} \bar{\delta}. \quad (11.26)$$

Величина  $\frac{H^2}{E}$  є спільною для всіх стін і при застосуванні формули (11.13) скорочується.

Величина  $0,07H^2 = 0,07 \cdot 36^2 \approx 0,91 \cdot 10^4$ .

Обчислюємо для всіх стін:

$$\bar{\delta} = \frac{0,91 \cdot 10^2}{I_0} + \frac{1,1K}{A} \quad (\text{всі величини в м}).$$

Формула (11.13) може бути представлена в наступному вигляді:

$$q_j = ql \left( v_1 \frac{1}{\delta_j \sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}} + v_2 \frac{L_{j-1} + L_j}{2l} \right) = ql(Fv_1 + Bv_2) = Cql,$$

де  $ql$  - вітрове навантаження на горизонтальну розрахункову смугу будівлі в аналізованому рівні висоти будівлі;

$$F = \frac{1}{\delta \sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}}; \quad B = \frac{L_{j-1} + L_j}{2l},$$

$$C = Fv_1 + Bv_2.$$

Обчислення величин  $\delta_i$  і коефіцієнтів  $F$  наведено в таблиці 11.8.

Як видно з рисунку 11.4 і табл.11.8, стіни 1, 5, 6, 8, 12, 14 і 15 є найбільш жорсткими. Ці стіни розглядаються нами як діафрагми жорсткості і для них в таблиці 11.9 обчислені коефіцієнти  $B$ .

У таблиці 11.10 приведені величини вітрових навантажень на кожну з діафрагм, обчислені при значеннях  $v_1 = 0,65$  і  $v_2 = 0,35$ .

Згідно з таблицями 11.9 і 11.10 видно, що при розподілі по жорсткості стін дев'ять діафрагм сприймають 89 %, а решта 12 стін малої жорсткості – тільки 11 % всього вітрового навантаження.

Таблиця 11.9

Номер			Відстані між осями діафрагм, м	$\frac{L_{j-1} + L_j}{2}$	$B = \frac{\bar{L}}{l}$	F (згідно з таблицею 10.8)	0,65F	0,35 B	C
Діафрагми	Стіни	осі							
I	1	1	—	4,77	0,0726	0,1240	0,0806	0,0254	0,1060
II	5	2	9,54	5,72	0,0868	0,0640	0,0392	0,0304	0,0699 6
II	6	3	1,89	5,05	0,0759	0,0586	0,0381	0,0266	0,0647
IV	8	4	8,22	10,45	0,1587	0,1077	0,0700	0,0555	0,1255
V	12	6	12,68	13,35	0,2027	0,0833	0,0542	0,0770	0,1312
VI	8	9	14,02	11,12	0,1684	0,1077	0,0700	0,0590	0,1290
VII	6	10	8,22	6,68	0,1012	0,0586	0,0381	0,0354	0,0735
VIII	14	11	5,13	5,71	0,0858	0,0838	0,0545	0,0300	0,0845
IX	15	12	6,3	3,15	0,0479	0,2120	0,1380	0,0167	0,1547
Всього 0,9387									

Таблиця 11.10

Номер стіни	Розподіл вітрового навантаження $V_{Ed6} = q/l = 100$ кН між стінами будівлі на рівні перекриття над шостим поверхом	
	C	$V_{Ed}$ , кН
1	0,1060	10,6
2	0,017	0,17
3	0,020	0,20
4	0,041	0,41
5	0,0696	6,96
6	0,647	6,47
7	0,0024	0,24
8	0,1255	12,55
9	0,0012	0,12
10	0,0448	4,48
11	0,0112	1,12
12	0,1312	13,12
13	0,0251	2,51
14	0,0845	8,45
15	0,1547	15,47

При розподілі ж за формулою (11.13) з урахуванням відстаней між діафрагмами на них передається 93,5 % навантаження.

Розподіл вітрового навантаження між стінами малої жорсткості проводиться при значеннях  $v_1 = 1$  і  $v_2 = 0$ , тобто тільки пропорційно характеристикам жорсткості стін. Для цих стін:

$$q_j = Fq / \text{кН/м}. \quad (11.27)$$

Сумарне навантаження на всі стіни буде трохи більше (у нашому випадку на 4,4 %), ніж  $q$ . Це пояснюють тим, що для стін малої жорсткості приймають коефіцієнт  $v_1 = 1$ , а не  $v_2 = 0,65$ . Підвищене значення враховує можливість деякого прогину перекриттів, а також умовність передачі 35 % всього вітрового навантаження по вантажних площах на діафрагми.

Для визначення згинаючих моментів в поперечних стінах може бути прийняте безперервне нерівномірно розподілене, що змінюється по висоті будівлі, вітрове навантаження або ж навантаження, рівномірно розподілене в межах зон, висота яких не перевищує 10 м, або ж (при розрахунку багатопверхових будинків) розподілені навантаження можуть бути замінені зосередженими в рівні кожного поверху. Прийmemo останній варіант розрахунку і визначимо розрахункові зосереджені сили, прикладені до кожної стіни, наприклад (див. рисунок 11.4 б) перекриття над шостим поверхом, тобто на висоті  $2,4 + 6 \cdot 2,8 = 19,2$  м. Швидкісний напір вітру дорівнює  $w_0 = 0,27$  кН/м<sup>2</sup>, і характеристичне значення вітрового навантаження

$$w_m = w_0 k_s = 0,27 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 0,45 \text{ кН/м}^2,$$

де  $k = 1,2$  - коефіцієнт, що враховує зміну швидкісного напору вітру на висоті 20 м;

$c = 1,4$  - аеродинамічний коефіцієнт, що враховує позитивний і негативний тиск вітру на будівлю.

Розрахункове вітрове навантаження на 1 м<sup>2</sup> стіни в цьому рівні:

$$q_p = 1,2 \cdot w_m = 1,2 \cdot 0,45 = 0,54 \text{ кН/м}^2.$$

В рівні перекриття прикладене навантаження, відповідна горизонтальній смузі шириною, рівній висоті поверху 2,8 м.

Таким чином, розрахункова навантаження в рівні перекриття на 1 м довжини будинку дорівнює:

$$q = 0,54 \cdot 2,8 = 1,51 \text{ кН/м}.$$

При довжині будівлі  $l = 66$  м:

$$V_{Ed6} = ql = 1,51 \cdot 66 = 100 \text{ кН}.$$

Розподіл навантаження між стінами будівлі наведено на підставі даних табл. 11.8–11.10;  $V_{Ed}$  – зосереджені навантаження на кожну зі стін на рівні перекриття над шостим поверхом.

В інших поверхах навантаження може бути обчислена за формулою:

$$V_{Ed} = \frac{k_i}{k_6}, \text{ де } k_i \text{ і } k_6 \text{ – значення коефіцієнтів для розглянутого і для шостого поверхів.}$$

#### **Приклад 12.** Визначення згинальних моментів у поперечній стіні багатопверхового будинку при дії вітрового навантаження.

Будівля 12–поверхова висотою  $H = 38$  м. Розраховують поперечну стіну, а також прилеглі до неї ділянки зовнішньої стіни, що мають постійну жорсткість у перших семи поверхах і жорсткість  $B_2$  у верхніх п'яти поверхах. Жорсткість у верхніх поверхах зменшується внаслідок зміни товщини стіни; модуль пружності кладки у всіх поверхах однаковий, і тому  $B_1$  і  $B_2$  пропорційні моментам інерції перерізів  $I_1$  і  $I_2$ .

Поперечна стіна розділена дверними прорізами (рисунок 11.7, а) на три вертикальні ділянки, перерізи яких показані на рисунку 11.7, б; розміри без дужок відносяться до семи нижніх поверхів, в дужках - до п'яти верхніх.

Стіну розраховують на навантаження  $p = 12q$ , кН, на 1 м висоти, прикладене в площині стіни, де  $q$  - розрахункове вітрове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  зовнішньої стіни; при однаковій жорсткості поперечних стін прийняте значення  $p$  відповідає ділянці зовнішньої стіни шириною 12 м.

Будівлю проектують для міського будівництва.

Згідно з ДБН В.1,2-2 характеристичне вітрове навантаження визначають за формулою:

$$w_m = w_0 k c, \quad (11.28)$$

де  $w_0$  - швидкісний напір вітру на висоті 10 м над поверхнею землі;  $w_0 = 0,27$  кПа ;

$k$  - коефіцієнт, що враховує зміну швидкісного напору по висоті; значення коефіцієнтів  $k$  наведені в таблиці 8.1 ДБН В.1.2-2. Ці коефіцієнти приймаємо для місцевості типу Б, до якого належать також будівлі, розташовані в містах;

$c$  - аеродинамічний коефіцієнт.

При одночасній дії вітру на навітряну і підвітряну стіну будівлі коефіцієнт  $c = 0,8 + 0,6 = 1,4$ . коефіцієнт перевантаження дорівнює 1,2.

Таким, чином, розрахункове вітрове навантаження  $w$  на  $1 \text{ м}^2$  зовнішніх стін будівлі дорівнює:

$$q = 1,2 \cdot w_m = 1,2 \cdot 1,4 \cdot 0,27 \text{ кПа} = 0,453 \text{ кПа}.$$

Розрахункове навантаження на 1 м висоти поперечної стіни дорівнює:

$$p = p_0 \cdot k = 12w = 12 \cdot 0,453 \cdot k = 5,44k, \text{ кН/м}, \quad (11.29)$$

де  $p_0 = 5,44$  кН/м.

Поперечну стіну виконують з трьох вертикальних ділянок, розподіл вітрового навантаження між ділянками згідно з 8.9 може визначатися за формулою:

$$p_i = p \frac{1}{\delta_i \sum_{j=1}^3 \frac{1}{\delta_j}}, \quad (11.30)$$

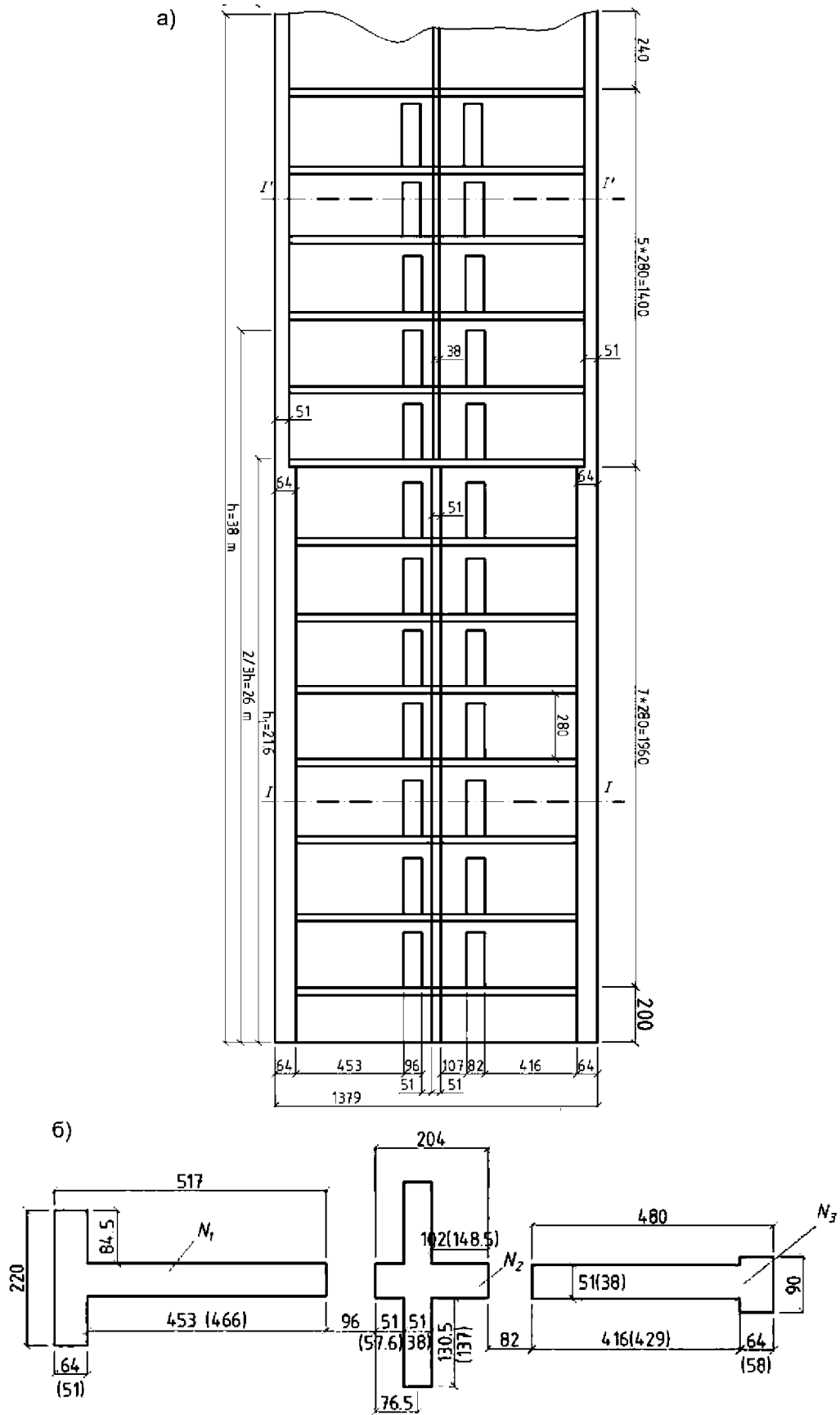
де  $p_i$  - навантаження на  $i$ -ту ділянку стіни;

$\delta_j$  - прогин розраховують  $j$ -ї ділянки стіни при одиничному розподіленому навантаженні в рівні  $\frac{2}{3}$  висоти стіни;

$\delta_i$  - те саме для ділянки стіни  $i$ .

Оскільки відношення між прогинами вертикальних ділянок стіни майже не залежать від характеру розподілу вітрового навантаження по висоті стіни, визначаємо ці прогини при рівномірно розподіленому горизонтальному навантаженні. Прогини підраховують на рівні:

$$z_1 = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 38 \approx 26 \text{ м}.$$



а - фасад; б - план (розміри в дужках відносяться до стін п'яти верхніх поверхів)

**Рисунок 11.7-**Поперечна стіна

У таблиці 11.11 приведені характеристики перерізів трьох вертикальних ділянок стіни, підраховані відповідно до розмірів цих перерізів, зазначеними на рисунку 11.7.

Таблиця 11.11

Номер ділянки	Поверхи	Висота перерізу $h$ , м	Площа перерізу $A$ , м <sup>2</sup>	Момент інерції $I$ , м <sup>4</sup>	Відстань центра ваги від краю (див. рис. 10.7), м		$\frac{H}{h}$	К
					лівого $y_b$	правого $y_r$		
1	Нижні	5,17	3,72	9,84	1,92	3,25	7,3	1,6
	Верхні	—	2,88	7,75	1,81	3,36	—	—
2	Нижні	2,04	2,37	0,437	0,88	1,16	1,9	
	Верхні	2,04	1,82	0,313	0,88	1,16	—	—
3	Нижні	4,80	2,70	5,65	2,57	2,23	7,9	1,2
	Верхні	4,80	2,08	4,50	2,66	2,14	—	—

Моменти інерції і положення центрів ваги таврових перерізів (ділянки № 1 і 3) визначені за допомогою графіків додатку Г, а для більш складних перерізів – за відомими формулами опору матеріалів.

Стіна має уступ на висоті  $H_1 = 21,6$  м і тому може розглядатися як стійка змінного перерізу (з одним уступом). Очевидно, однак, що на рівні 26 м зміна перерізу майже не позначиться на величині прогинів, а тим більше на співвідношеннях між прогинами вертикальних ділянок стін. Тому, нехтуючи цією зміною і беручи, в даному випадку, перерізу нижніх поверхів, визначаємо прогини від дії згинальних моментів на рівні  $\frac{2}{3} H$  за формулою, наведеною в прикладі 10:

$$\delta_m = 0,07 \frac{\rho H^4}{EI} = \frac{0,07}{I} D, \quad (11.31)$$

$$\text{де } D = \frac{\rho H^4}{E}. \quad (11.32)$$

За цією формулою (розміри в м):

$$\delta_{M1} = \frac{0,07}{9,84} D = 0,0071D;$$

$$\delta_{M2} = \frac{0,07}{90,437} D = 0,160D;$$

$$\delta_{M1} = \frac{0,07}{0,565} D = 0,124D.$$

Визначаємо прогини так само, як для стійки з однією зміною перерізу. Вони можуть бути обчислені за формулою (11.33), яка приведена тут без висновку. Ця формула може бути застосована у всіх випадках при розрахунку одноступінчатих стійок на рівномірно розподілену вітрове навантаження:

$$\delta_m = \frac{\rho}{2E} \left[ \frac{1}{I_2} \Phi(\xi) - F H (\xi - \gamma) \psi(\lambda) - F \Phi(\gamma) \right], \quad (11.33)$$

$$\text{де } F = \frac{1}{I_2} - \frac{1}{I_1}, \quad (11.34)$$

тут  $I_1$  і  $I_2$  – моменти інерції перерізів стін нижніх і верхніх поверхів.

$$\Phi(\zeta) = H^4 \zeta^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \gamma + \frac{1}{12} \gamma^2 \right); \quad (11.35)$$

$$\psi(\zeta) = H^3 \gamma \left( 1 - \gamma + \frac{\gamma^2}{3} \right); \quad (11.36)$$

$$\Phi(\gamma) = H^4 \gamma^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \gamma + \frac{1}{12} \gamma^2 \right); \quad (11.37)$$

$$\zeta = \frac{z}{H}; \quad \gamma = \frac{H_1}{H}.$$

Обчислюємо прогини за формулами (11.33) - (11.37) при:

$$\zeta = \frac{z}{H} = 0,67; \quad \gamma = \frac{H_1}{H} = \frac{21,6}{38} = 0,57.$$

Величини  $\Phi(\zeta)$ ,  $\psi(\gamma)$  і  $\Phi(\gamma)$  однакові для всіх трьох ділянок будівлі.

За формулами (11.35) — (11.37):

$$\Phi(\zeta) = H^4 \cdot 0,64^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{0,67}{3} + \frac{0,67^2}{12} \right) = 0,140 H^4 ;$$

$$\psi(\zeta) = H^3 \cdot 0,57 \cdot \left( 1 - 0,57 + \frac{0,57^2}{3} \right) = 0,307 \dots H^4 ;$$

$$\Phi(\gamma) = H^4 \cdot 0,57^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{0,57}{3} + \frac{0,57^2}{12} \right) = 0,109 H^4.$$

Ділянка 1:  $I_1 = 9,84 \text{ м}^4$ ;  $I_2 = 7,75 \text{ м}^4$ ;  $\frac{1}{I_2} = 0,13$ .

За формулою (11.34):

$$F = \frac{1}{7,75} - \frac{1}{9,84} = 0,0285.$$

За формулою (11.33) :

$$\delta_{m1} = \frac{\rho H^4}{2E} (0,13 \cdot 0,14 - 0,0285 \cdot 0,1 \cdot 0,307 - 0,0285 \cdot 0,109) = 0,0071D \quad (\text{розміри в м}).$$

Ділянка 2:  $I_1 = 0,437 \text{ м}^4$ ;  $I_2 = 0,312 \text{ м}^4$ ;  $\frac{1}{I_2} = 3,2$

$$F = \frac{1}{3,12} - \frac{1}{0,437} = 0,91 \text{ м}^4 ;$$

$$\delta_{m2} = 0,5D(3,2 \cdot 0,14 - 0,91 \cdot 0,1 \cdot 0,3 - 0,91 \cdot 0,109) = 0,16D$$

Ділянка 3:  $I_1 = 5,65 \text{ м}^4$ ;  $I_2 = 4,5 \text{ м}^4$ ;  $\frac{1}{I_2} = 0,22$ ;

$$F = \frac{1}{4,5} - \frac{1}{5,65} = 0,043 \text{ м}^4 ;$$

$$\delta_{m3} = 0,5D(0,22 \cdot 0,14 - 0,043 \cdot 0,1 \cdot 0,307 - 0,043 \cdot 0,109) = 0,0124D$$

Отримані величини прогинів збігаються з наведеними вище, обчисленими без урахування зміни перерізу стіни.

При визначенні величини прогинів ділянок стін 1 і 3 враховують дію поперечних сил, так як для цих ділянок  $H/h < 10$ . Коефіцієнти  $K$ , що враховують вплив розподілу дотичних напружень на деформації елемента, що згинається, обчислені так само, як і у прикладі 10, і наведені в таблиці 11.11.



При  $z = \frac{2}{3}H$ :

$$\sigma_Q = \frac{4}{9} \cdot \frac{KpH^2}{GA} = \frac{4}{9} \cdot \frac{KpH^2}{0,4EH^2} = \frac{4}{9 \cdot 0,4 \cdot 38^2} \cdot \frac{K}{A} D = 0,77 \cdot 10^{-3} \frac{K}{A} D \text{ (м)}.$$

Ділянка 1:  $A = 3,72 \text{ м}^2$ ;  $K=1,6$ ;

$$\sigma_{Q1} = 0,77 \cdot 10^{-3} \frac{1,6}{3,72} D = 0,00033D.$$

Ділянка 3:  $A = 2,7 \text{ м}^2$ ;  $K = 1,2$ ;

$$\sigma_{Q3} = 0,77 \cdot 10^{-3} \frac{1,2}{2,7} D = 0,00034D.$$

Повні прогини:

$$\delta = \delta_m + \delta_Q,$$

які дорівнюють:

$$\delta_1 = (0,0071 + 0,00033) D = 0,00743 D;$$

$$\delta_2 = 0,16 D;$$

$$\delta_3 = (0,0124 + 0,00034) D = 0,0127D.$$

За формулою, що приведена нижче, знаходимо розподіл навантаження між трьома ділянками:

$$\sum_1^3 \frac{1}{\delta_i} = \left( \frac{1}{0,0074} + \frac{1}{0,16} + \frac{1}{0,127} \right) \cdot \frac{1}{D} = 220 \cdot \frac{1}{D};$$

$$p_1 = p \frac{1}{0,0074 \cdot 220} = 0,614p;$$

$$p_2 = p \frac{1}{0,16 \cdot 220} = 0,28p;$$

$$p_3 = p \frac{1}{0,0127 \cdot 220} = 0,358p;$$

Моменти розподіляються між ділянками стін пропорційно розподілу навантажень:

$$M_1 = 0,614 \cdot M_{Ed}; \quad M_2 = 0,028 \cdot M_{Ed} \quad \text{і} \quad M_3 = 0,358 \cdot M_{Ed}$$

Як приклад визначимо моменти в нижньому перетині стіни.

Навантаження (швидкісні напори вітру) дозволено приймати рівномірними в межах зон, що не перевищують 10 м. Приймають ці зони рівними висоті двох поверхів (тобто близько 5,6 м); рівнодіюча цих навантажень включені в рівні відповідних перекриттів.

Величини і положення навантажень показані на рисунку 11.8, де вказані також значення, висота кожної зони та рівні додатка зосереджених сил.

Момент в нижньому перерізі дорівнює

$$\gamma_n \cdot M_{Ed} = p(5,56 \cdot 35,6 + 5,88 \cdot 30 + 5,25 \cdot 24,4) + 4,66 \cdot 18,8 + 4,04 \cdot 13,02 + 3,64 \cdot 7,6 + 3,12 \cdot 2 = 6820 \text{ р, кНм}.$$

При зазначеному вище:

$$p_0 = 5,44 \text{ кН/м};$$

$$M_{Ed} = 682 \cdot 5,44 = 3710 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменти в нижніх перерізах ділянок стіни:

$$M_1 = 0,614 \cdot 3710 = 2280 \text{ кН м};$$

$$M_2 = 0,028 \cdot 3710 = 110 \text{ кН м};$$

$$M_3 = 0,358 \cdot 3710 = 1330 \text{ кНм}.$$

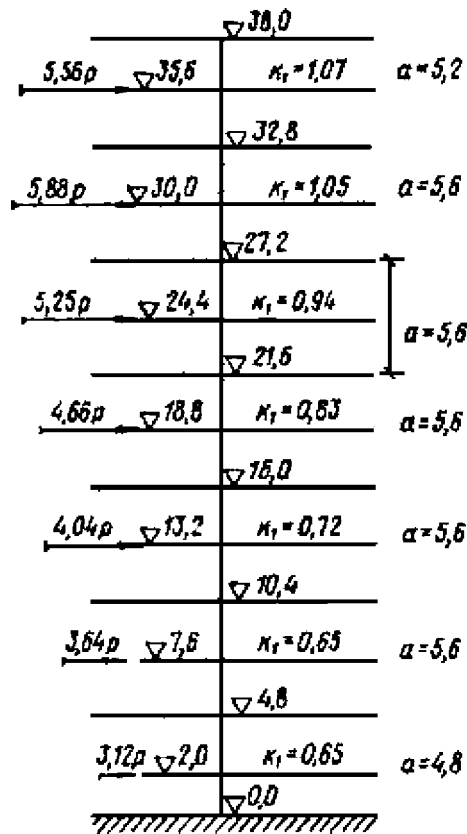


Рисунок 11.8 - Схема навантажень

Користуючись даними, наведеними в таблиці 11.11, і отриманими величинами моментів, визначаємо напруження стиснення в нижньому перетині стіни, викликані вітрової навантаженням, з метою показати істотне значення цих напружень в загальному напруженому стані стіни.

Напруження визначаємо для пружної стадії роботи кладки за формулою опору матеріалів

$$\sigma = \frac{M_y}{I}$$

Ділянка 1. Максимальне напруження стиснення буде у правого краю перерізу при тиску вітру зліва:

$$\sigma = \frac{2280 \text{ кН} \cdot \text{м} \cdot 3,25 \text{ м}}{9,84 \text{ м}^4} = 750 \text{ кН/м}^2 = 0,75 \text{ МН/м}^2 = 0,75 \text{ МПа} .$$

Ділянка 2. Максимальне напруження також при тиску вітру ліворуч:

$$\sigma = \frac{110 \text{ кН} \cdot \text{м} \cdot 1,16 \text{ м}}{0,437 \text{ м}^4} = 290 \text{ кН/м}^2 = 0,29 \text{ МПа} .$$

Ділянка 3. Максимальне напруження при тиску вітру праворуч:

$$\sigma = \frac{1300 \text{ кН} \cdot \text{м} \cdot 2,57 \text{ м}}{5,65 \text{ м}^4} = 600 \text{ кН/м}^2 = 0,6 \text{ МПа} .$$

Якщо кладка виконана в нижніх поверхнях з цегли марки 150 і розчину марки 100, її розрахунковий опір рівний  $f_d = 2,2 \text{ МПа}$ . Таким чином, напруження від вітрового навантаження складають в найбільш жорсткому ділянці стіни близько 35 %, а в найменш жорсткому – близько 12 % розрахункового опору.

У граничному стані, коли кладка працює в пружнопластичній стадії, ексцентриситет, створюваний вітровим навантаженням, дещо менше впливає на несучу здатність стіни.

## **11.8 Стіни з цегли, каменів, цегляних панелей і великих блоків**

**11.8.1** Вибір типів зовнішніх і внутрішніх стін кам'яних будівель здійснюють з урахуванням кліматичних умов району будівництва, наявності місцевих кам'яних матеріалів: цегли, пустотілих керамічних і бетонних каменів, природних каменів, цегляних панелей і великих блоків, теплоізоляційних матеріалів, а також температурно-вологісного режиму приміщень.

**11.8.2** За структурою стіни поділяють: на стіни з суцільної кладки з одного якогось виду кам'яного матеріалу; багатошарові, що виконують з двох або більше шарів, з одного або різних матеріалів і з полегшеною кладкою, в якій частина основного несучого матеріалу замінюють повітряним прошарком, теплоізоляційними плитами, камінням з легких і комірчастих бетонів, мінеральними засипками і тощо.

**11.8.3** Зовнішні стіни будівель, крім міцності, що задовольняє вимоги ДБН В.2.6–3, рекомендовано також відповідати вимогам ДБН В.2.6–162 щодо опору теплопередачі, теплостійкості, опору повітропроникності і вологісного режиму, а також кліматичних умов району будівництва.

**11.8.4** Камені і блоки з пористих бетонів застосовують в несучих стінах будівель заввишки 5 поверхів і менш і в ненесучих стінах в будівлях заввишки до 9 поверхів.

**11.8.5** Для розміщення димових і вентиляційних каналів рекомендовано проектувати місцеві потовщення стін або застосовувати спеціальні бетонні блоки. Внутрішні стіни та перегородки проектують такими, що задовольняють вимоги міцності, а також передбачати захист від шуму.

**11.8.6** Легкі кам'яні матеріали і полегшені кладки рекомендовано використовувати, як правило, для огороження приміщень сухих і з нормальною вологістю повітря.

Зовнішні стіни приміщень з мокрим режимом експлуатації проектують з цегли глиняної повнотілої пластичного пресування або з суцільних каменів з бетону (за винятком бетонів на паливних шлаках) з об'ємною масою  $\gamma > 1800$  кг/м<sup>3</sup>.

Необхідність улаштування пароізоляції і необхідний опір паропроникненню стін з вологим і мокрим режимами приміщень встановлюють за вказівками ДБН В.2.6–31.

**11.8.7** Стіни з ніздрювато-бетонних великих блоків і каменів допускають застосовувати в огорожувальних конструкціях будівель з передбачуваним строком служби 50 і 25 років. При цьому стінові блоки і панелі виготовляють з пористих бетонів проектного класу за міцністю на стиск не нижче С20.

**11.8.8** Огороджувальні конструкції будівель з газобетонних великих блоків і

- з цементного газобетону і пінобетону – при сухому, нормальному та вологому режимах приміщень; при цьому марка бетону по морозостійкості приймають не нижче ніж 35;

- з інших видів пористих бетонів – при сухому і нормальному режимах приміщень; при цьому марку бетону по морозостійкості приймають не нижче 25.

**11.8.9** У будинках з вологим режимом приміщень у разі необхідності на основі теплотехнічного розрахунку передбачають влаштування внутрішньої пароізоляції стін, а також конструктивні заходи, що забезпечують збереження розрахункової усталеною вологості стін з ніздрювато-бетонних блоків або каменів на весь період експлуатації будівель.

Для цієї мети рекомендовано проектувати стіни двошаровими: з внутрішнім шаром із щільних матеріалів і зовнішнім – з ніздрювато-бетонних блоків або каменів.

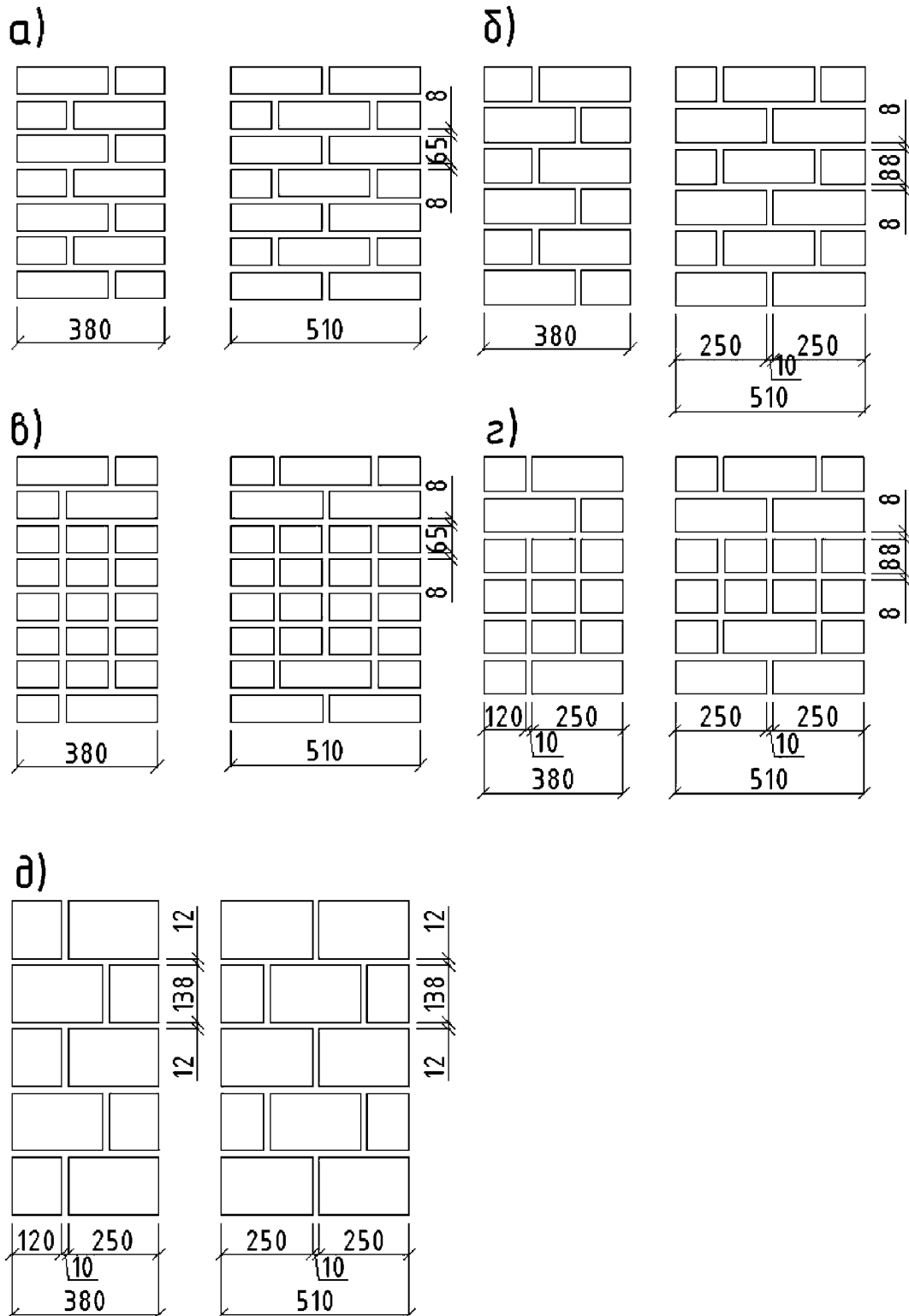
**11.8.10** Суцільна цегляна кладка може виконуватися по багаторядній або однорядній системі перев'язки (рисунок 11.9). В літніх умовах, а також в зимових умовах при виробництві робіт з хімічними добавками в розчині рекомендовано виконувати кладку з багаторядною системою перев'язки, що вимагає менших затрат праці.]

Кладку стін на звичайних розчинах методом заморожування рекомендовано проводити з однорядною перев'язкою.

**11.8.11** Кладку з суцільних і пустотілих бетонних або природних каменів (рисунок 11.10) перев'язують, як правило, тичковими рядами. Тичкові ряди можуть виконуватися також із суцільних поздовжніх половинок.

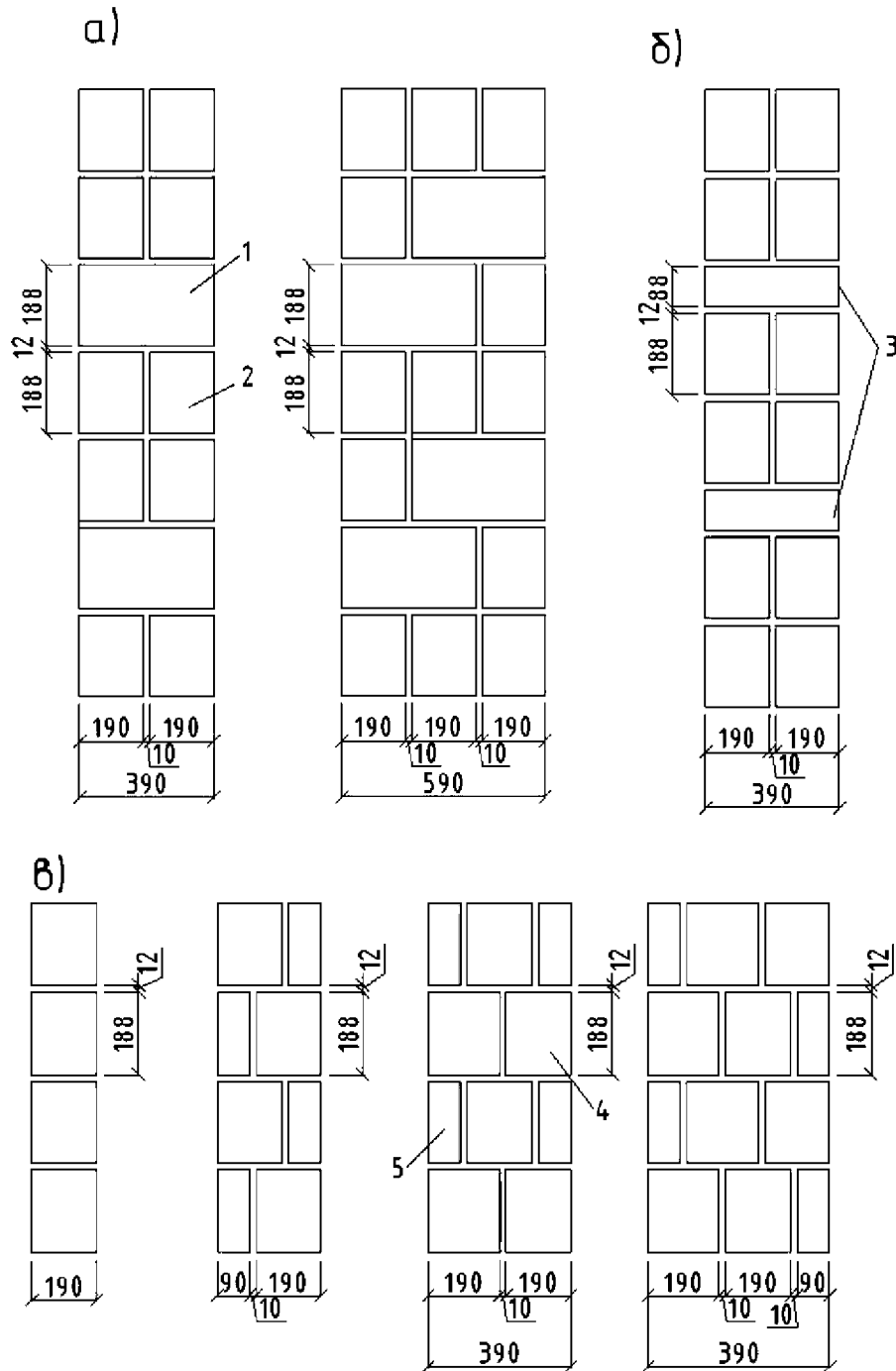
Перев'язку кладки з пустотілих каменів з щілиноподібними пустотами здійснюють чергуванням цілих каменів і поздовжніх половинок (див. рисунок 11.10).

Кладка з цих каменів при відсутності поздовжніх половинок може виконуватися тільки з цілих каменів з перев'язкою тичкових рядів через два ложкових ряди (див. рисунок 11.10, а)).



- а) ланцюгова перев'язка кладки з цегли товщиною 65 мм;
- б) те ж, з цегли товщиною 88 мм;
- в) багаторядна перев'язка кладки з цегли товщиною 65 мм;
- г) те ж, з цегли товщиною 88 мм;
- д) з пустотілих керамічних каменів

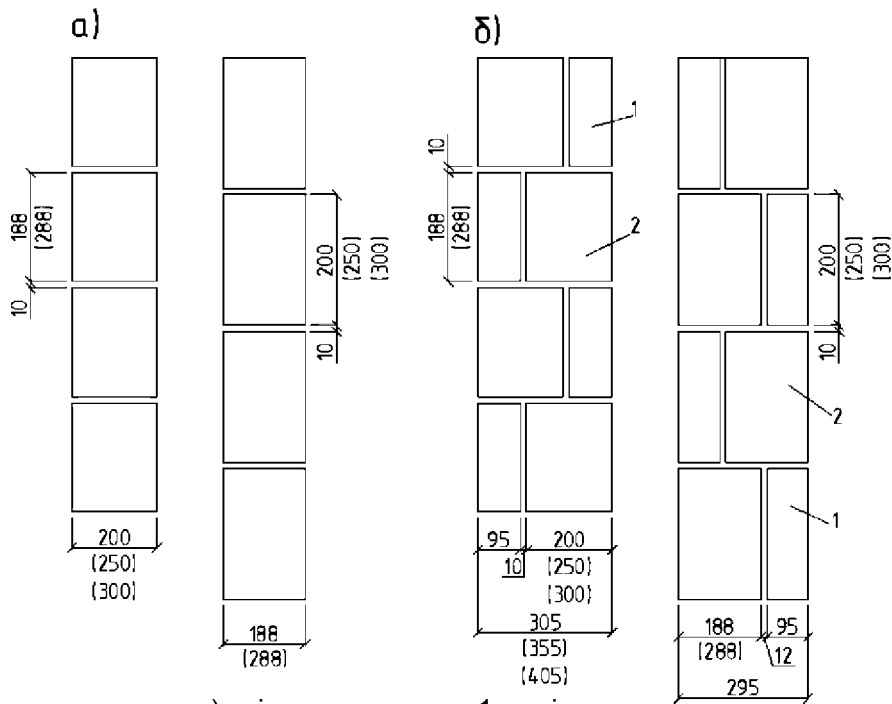
**Рисунок 11 .9** – Кладка з цегли і керамічних каменів



- а) кладка з цілих каменів;
- б) те ж, з перев'язкою поздовжніми половинками;
- в) те ж, з каменів зі щілиноподібними пустотами;
- 1 – тичковий камінь;
- 2 – ложкових камінь;
- 3 – суцільна поздовжня половинка;
- 4 – цілий камінь,
- 5 – поздовжні половинки каменю

**Рисунок 11.10** – Кладка з бетонних або природних каменів

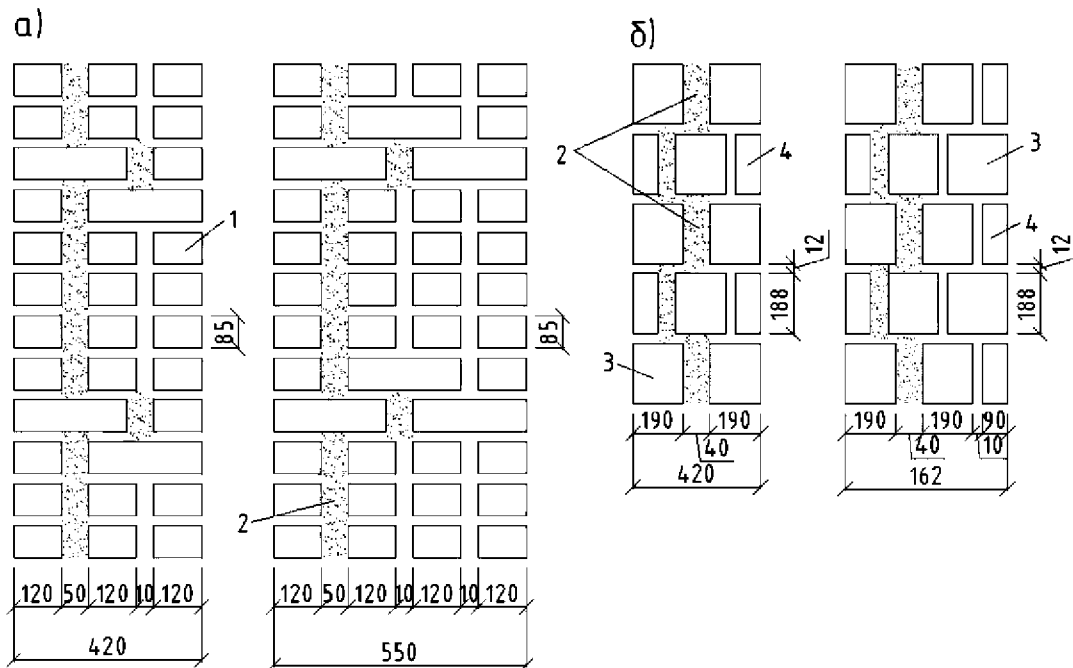
**11.8.12** Перев'язка кладки з ніздрювато-бетонних каменів в залежності від розмірів каменів може виконуватися в один камінь або чергуванням в рядах цілих каменів і поздовжніх половинок (рисунок 11.11).



а) стіни товщиною в 1 камінь;  
 б) стіни з перев'язкою чергуванням цілих каменів і поздовжніх половинок;  
 1 – поздовжня половинка; 2 – цілий камінь

**Рисунок 11.11** – Кладка з ніздрювато-бетонних каменів

**11.8.13** При необхідності підвищення термічного опору цегляних стін суцільної кладки з багаторядною перев'язкою допускають виконання кладки з розширеним швом шириною не більше ніж 50 мм (рисунок 11.12). Розширений шов заповнюють теплоізоляційним матеріалом.



а) цегляна кладка; б) з бетонних каменів з щілиноподібні пустотами;  
 1 – цегляна кладка; 2 – розширений шов, заповнений теплоізоляційним матеріалом або розчином;  
 3 – цілий камінь, 4 – поздовжня половинка

**Рисунок 11.12** – Кладка з розширеним швом

Кладка з бетонних каменів також може виконуватися з розширеним швом шириною не більше ніж 40 мм.

Перев'язки кладок стін, простінків, стовпів, карнизів, каналів та інших елементів з цегли і керамічних каменів наведені в серії 2.130–1 «Деталі стін і перегородок житлових будівель», вип.1 – «Цегляні стіни суцільної кладки».

### **11.9 Зовнішні цегляні і кам'яні стіни полегшеної кладки**

**11.9.1** В зовнішніх стінах будівель поряд з кладкою з саману і каменів застосовують полегшену кладку з ефективними плитними утеплювачами або мінеральними засипками.

**11.9.2** Застосування зовнішніх цегляних стін полегшеної кладки з ефективними плитними утеплювачами або мінеральними засипками підвищує термічний опір стін, що дозволяє зменшити витрату палива на опалення будівель. Необхідна товщина цегельних шарів у зовнішніх стінах полегшеної кладки визначають в основному тільки з умови міцності, що дозволяє різко скоротити в них витрата цегли і цементу у порівнянні з витратою цих матеріалів в стінах з суцільної цегляної кладки. При застосуванні полегшених кладок найбільша ефективність їх досягається в будинках з поперечними внутрішніми несучими стінами і зовнішніми ненесучими стінами полегшеної кладки. У порівнянні з будівлями, зовнішні стіни яких виконані з суцільної цегляної кладки товщиною від 51 см до 55 см, загальна витрата цегли і цементу при зовнішніх стінах полегшеної кладки зменшується на 25 %.

Застосування зовнішніх стін полегшеної кладки при будівництві будинків в північних районах з температурами нижче мінус 40 °С дозволяє ще більше скоротити витрату цеглини і цементу. У цих районах для підвищення теплової інерції зовнішніх стін рекомендовано виконувати внутрішній шар кладки товщиною в цеглу.

**11.9.3** Зовнішні стіни полегшеної кладки слід, як правило, застосовувати в будівлях з сухим і нормальним вологісним режимом приміщень. Допускають застосування полегшених кладок в приміщеннях з вологим режимом за умови захисту внутрішньої поверхні стін пароізоляційним шаром. Вологісний режим приміщень і опір стін паропроникненню при цьому визначають за ДБН В.2.6–31. Застосування полегшених кладок для стін приміщень з мокрим режимом не допускають.

**11.9.4** Нижче наведені включені чотири типи стін полегшеної кладки (рисунки 11.13-11. ) Кладку типу А (рисунок 11.13) виконують з двох цегляних шарів товщиною в половину цеглини, якими впритул до внутрішньої стінки встановлюють плитний утеплювач (жорсткі і напівтверді мінераловатні, полімерні та інші теплоізоляційні плити). Якщо при розрахунку стіни за несучої здатністю потрібно збільшення її товщини, то товщина внутрішнього шару може бути збільшена від 1 до 2 цеглин.

Необхідну товщину плитних утеплювачів визначають згідно з ДБН В.2.6-31.

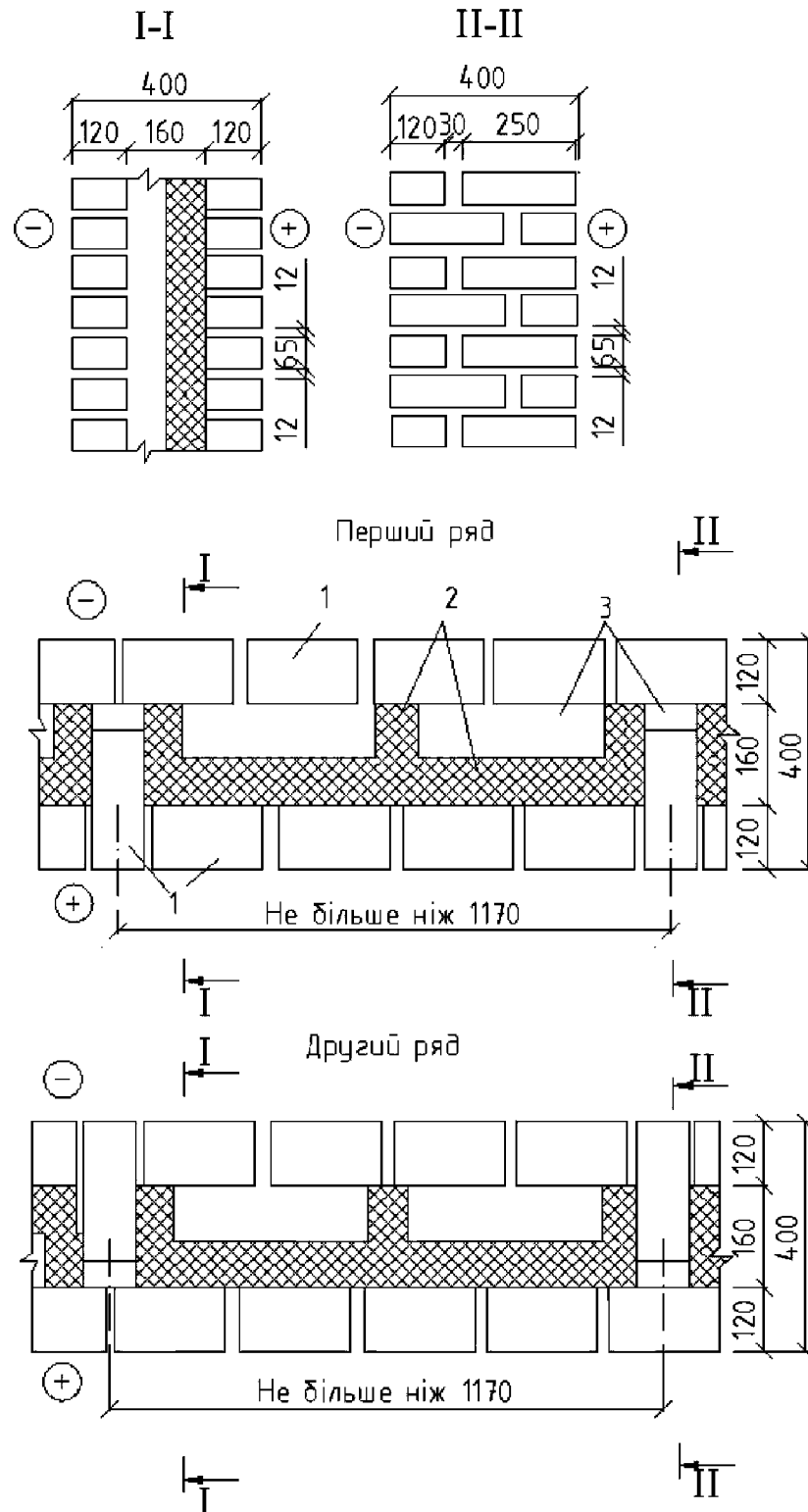
**11.9.5** Зв'язок між цегляними стінками забезпечують вертикальними поперечними цегляними діафрагмами шириною в половину цеглини, відстань між якими не повинно перевищувати 1,2 м. Жорсткі зв'язку між шарами забезпечують їх спільну роботу. Для зменшення впливу "містків холоду" в діафрагмах є повітряні прошарки, розташовані в шаховому порядку (див. рисунок 11.13). Ширина прошарку між цегляними шарами складає 160 мм, що забезпечує можливість установки в неї будь-яких ефективних плитних утеплювачів. Між утеплювачем і зовнішнім цегляним шаром рекомендовано залишати зазор шириною не менше ніж 20 мм, що оберігає утеплювач



від зволоження атмосферними опадами, які при недостатньо ретельному заповненні розчином швів кладки можуть проникати через зовнішній шар. Закріплення плит утеплювача в проектному положенні проводять шляхом установки смуг, які нарізають з матеріалу утеплювача, у проміжку між утеплювачем і зовнішнім шаром кладки.

У кладці типу А плити утеплювача щільно укладають один до одного і до кладки поперечних діафрагм.

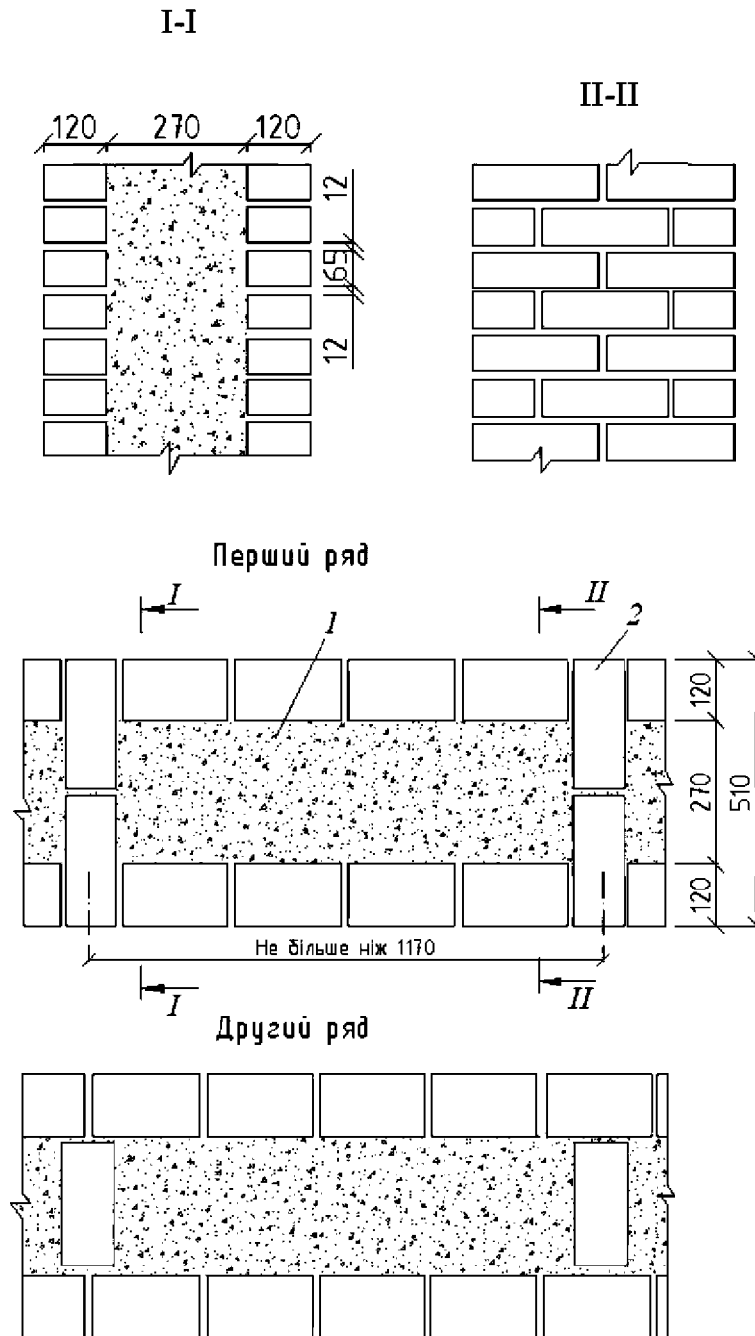
**Тип А**



1 – цегла, 2 – плитний утеплювач, 3 – повітряні прошарки

**Рисунок 11.13** – Полегшена кладка типу А

Тип Б



1 – мінеральна засипка, 2 – поперечні вертикальні діафрагми

**Рисунок 11.14** – Полегшена кладка типу Б

**11.9.6** Кладку типу Б так само, як і кладку типу А, виконують у вигляді двох цегляних шарів товщиною в половину цеглини, сполучених вертикальними цегляними діафрагмами, відстань між якими не повинна перевищувати 1,2 м. Ширина прошарку між цегляними шарами, що заповнюють мінеральними засипками, становить 270 мм або 400 мм.

Кладку типу Б застосовують для малоповерхових будівель, що будують переважно в сільській місцевості. Якщо для засипки застосовують керамзитовий гравій густиною не більше 600 кг/м<sup>3</sup>, то висота будівель, зовнішні стіни яких виконують з кладки типу Б, може бути збільшена до чотирьох поверхів.

**11.9.7** Розрахунок стін типів А і Б, в яких поздовжні цегляні шари з'єднані жорсткими зв'язками, проводять як розрахунок цільного двотаврового перерізу.

**11.9.8** Кладку стін типів А і Б виконують на розчинах марки не нижче ніж 50.

**11.9.9** У кладках типів А і Б для спирання плит утеплювача або засипок в кожному поверсі, в рівні перекриттів, з внутрішнього і зовнішнього шарів випускають два ряди точкових цеглин, що обмежують можливі опади плит утеплювача або засипок в межах одного поверху.

**11.9.10** Полегшені зовнішні цегляні стіни застосовують в будівлях як з поперечними, так і поздовжніми несучими стінами. Застосування полегшених кладок типу А в будинках з поздовжніми несучими стінами, у зв'язку з необхідністю потовщення внутрішнього шару кладки, викликає збільшення витрати цегли і цементу в зовнішніх стінах.

**11.9.11** Кладка типу В (рисунок 11.15) складається з зовнішньої цегляної стіни, товщина якої визначають розрахунком по несучій здатності, і примикає до неї з внутрішньої сторони шару з жорстких теплоізоляційних плит (плити з пористого бетону, фіброліта, деревоволокнисті плити тощо). Плити утеплювача встановлюють на гіпсових маяках з утворенням повітряного прошарку між стіною і утеплювачем шириною не менше ніж 20 мм. При влаштуванні повітряного прошарку водяна пара, що проникає з приміщення крізь утеплювач в холодну пору року, конденсується на внутрішній поверхні цегляної кладки і не накопичується в утеплювачі.

У кладці типу В кріплення теплоізоляційних плит передбачають двома способами: з обпиранням плит на виступаючі горизонтальні ряди цегляної кладки або з кріпленням плит на металевих клямерах, забитих в шви цегляної кладки.

Тип В

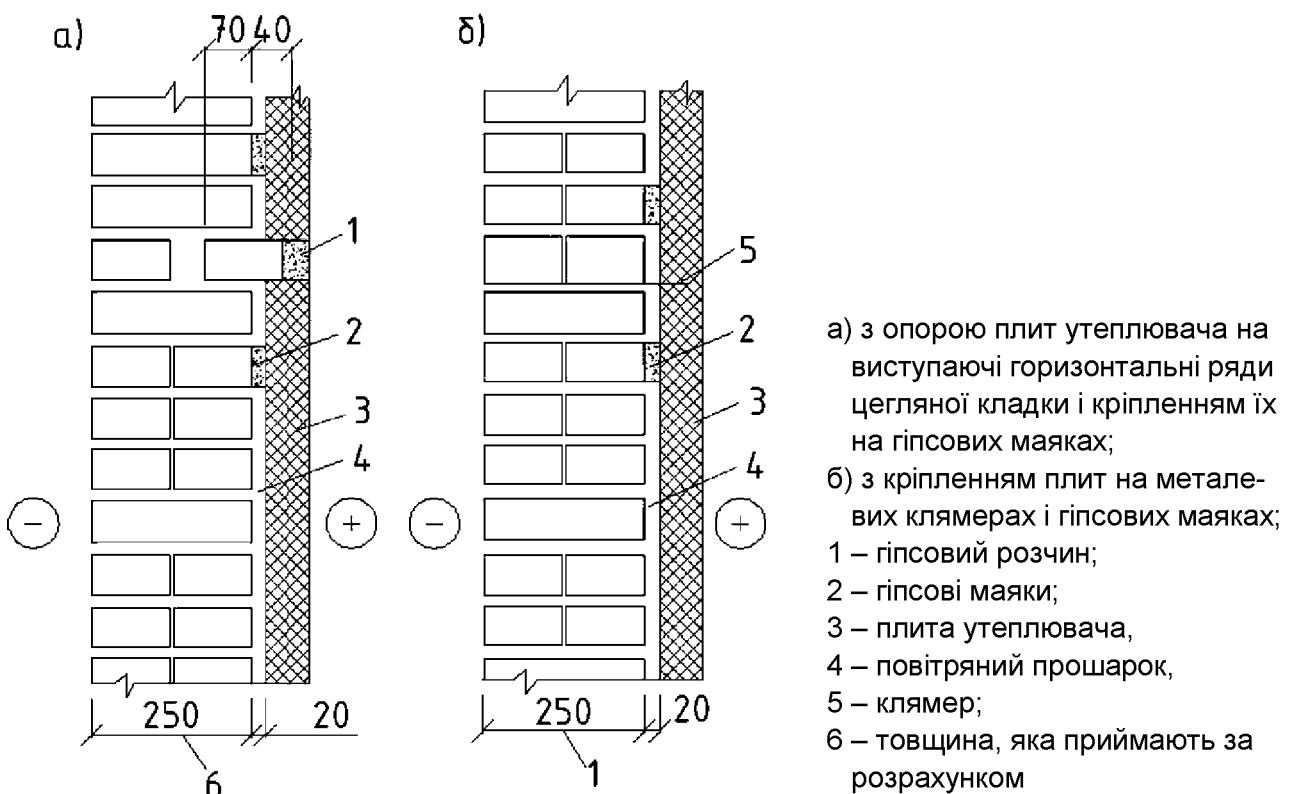
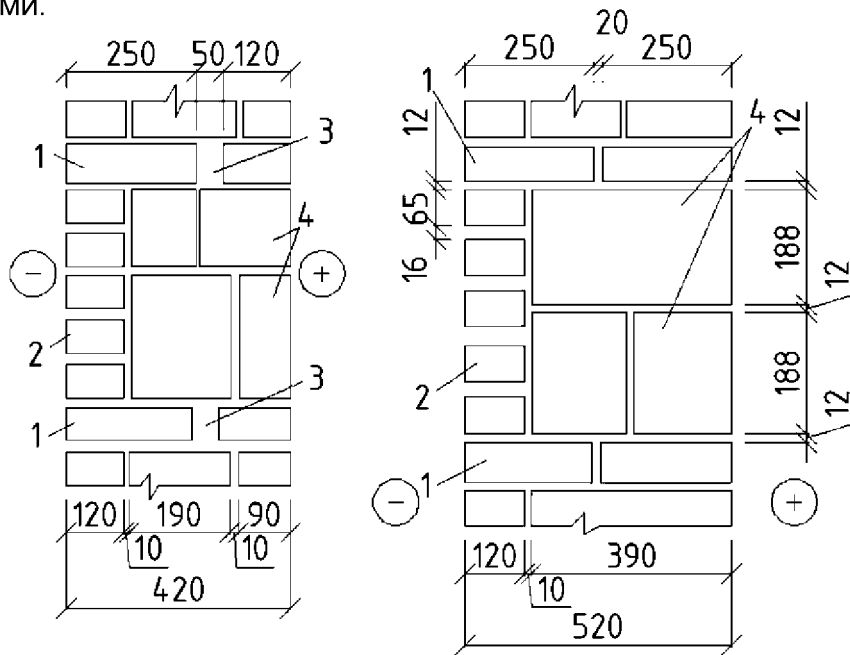


Рисунок 11.15 – Полегшена кладка типу В

**11.9.12** Кладку типу Г (рисунок 11.16) виконують з легкобетонних або ніздрювато-бетонних каменів марки не нижче ніж 25 із зовнішнім облицкуванням товщиною в половину цеглини. З'єднання облицкування з кладкою забезпечують прокладними цегляними рядами. У кладці типу Г поєднуються несучі та теплоізоляційні функції стіни. З урахуванням розмірів каменів для кладки типу Г прийняті дві товщини стін: 420 мм і 520 мм. Кладку типу Г застосовують для будівель заввишки до 5 поверхів включно.

Розрахунок кладки типу Г проводять як розрахунок багатoshарової стіни з жорсткими зв'язками.



1 – прокладні ряди; 2 – цегляне облицкування;  
3 – повітряний прошарок, 4 – камені з легкого або пористого бетону

**Рисунок 11.16** – Полегшена кладка типу Г

**11.9.13** Для запобігання зволоженню утеплювача атмосферними опадами всі шви зовнішнього шару стін полегшеної кладки необхідно ретельно заповнити розчином і розшити.

Теплоізоляційний шар захищають від зволоження по периметру віконних, дверних та інших отворів улаштуванням зливів, захисних козирків тощо.

В процесі виконання робіт в період випадання атмосферних опадів і при перервах в роботі верхню поверхню кладки накривають толем, руберойдом тощо.

**11.9.14** У кутах будівель із зовнішніми стінами полегшеної кладки і в місцях примикань поздовжніх стін до поперечних в рівні перекриттів рекомендовано встановлювати арматурні зв'язки у вигляді зварних сіток з дроту діаметром від 3 мм до 4 мм класу Вр-І. Зв'язки встановлюють в горизонтальних швах кладки в рівні перекриттів.

**11.9.15** У всіх випадках необхідна перевірка зовнішніх стін полегшеної кладки на повітропроникність відповідно до ДБН В.2.6-31. Для забезпечення необхідного опору стін повітропроникності внутрішню поверхню їх рекомендовано покривати вапняною штукатуркою. У випадках, коли вапняна штукатурка не забезпечує необхідного опору стін повітропроникності, внутрішню поверхню стін рекомендовано оштукатурити цементно-піщаним розчином.

## 11.10 Стіни з цегляних і керамічних панелей

**11.10.1** При проектуванні цегляних і керамічних панелей рекомендовано враховувати вказівки, наведені в 11.10.1.1-11.10.1.7.

**11.10.1.1** Цегляні панелі слід проектувати з керамічної або силікатної цегли марки не нижче 75 на розчинах марок не нижче М5.

**11.10.1.2** При проектуванні панелей передбачають, як правило, заповнення розчинових швів з застосуванням вібрації. Розрахункові опори віброваної кладки приймають відповідно до ДБН В.2.6-162. Допускають проектування одношарових панелей зовнішніх стін з пустотілих керамічних каменів, ефективних в теплотехнічному відношенні, товщиною в один, півтора і два камені без застосування вібрації. Розрахункові опори кладки приймають в цьому випадку відповідно до ДБН В.2.6-162.

**Примітка.** В панелях з пустотілих керамічних каменів, виготовлених без застосування вібрації, рекомендовано дотримуватись перев'язки вертикальних швів кладки, що повинно бути вказано в проекті.

**11.10.1.3** Цегляні панелі зовнішніх стін проектують двошаровими або тришаровими. Двошарові панелі виконують товщиною в півцеглини або більше з утеплювачем із жорстких теплоізоляційних плит, розташованих із зовнішньої сторони панелей і захищених оздоблювальним шаром з розчину марки не нижче ніж М5, товщиною не менше ніж 40 мм.

Тришарові панелі виконують з зовнішніми шарами товщиною в чверть або в півцеглини і середнім шаром з жорстких або напівжорстких теплоізоляційних плит.

Каркаси в панелях зовнішніх стін рекомендовано встановлювати в ребрах або швах, розташованих по периметру панелей і по контуру прорізів в межах всієї товщини панелей. Ширина ребер, в які встановлюють каркаси, не перевищує 30мм.

При проектуванні панелей зовнішніх стін рекомендовано враховувати, що в залежності від архітектурних вимог зовнішній шар панелей можна виконувати з відкритою фактурою цегли і каменів або з оздоблювальним шаром з розчину.

**11.10.1.4** Цегляні панелі внутрішніх стін і перегородок проектують одношаровими товщиною: у чверть цегли (8,5 см), в півцеглини (14 см) і в цеглу (27 см) і двошаровими з двох шарів товщиною по чверті цегли (18 см). Товщини панелей вказані без утеплюючого шару.

Каркаси в панелях внутрішніх стін рекомендовано встановлювати по периметру панелей і по контуру отворів.

**Примітка 1.** Товщини панелей вказані з урахуванням зовнішніх і внутрішнього розчинових шарів.

**Примітка 2.** Панелі товщиною в чверть цегли призначені тільки для перегородок.

**11.10.1.5** Цегляні і керамічні стінові панелі розраховують на позацентровий стиск за вказівками, наведеними в 8.1.3.4 при дії вертикального і вітрового навантажень, а також на зусилля, що виникають при транспортуванні і монтажі.

Якщо необхідна міцність панелі забезпечується без урахування арматури, то площу перерізу поздовжніх стрижнів каркасів визначають з умови, щоб вона становила не менше 0,25 см<sup>2</sup> на один метр горизонтального і вертикального перетинів панелі. Якщо арматуру враховують при визначенні несучої здатності панелі, то розрахунок її виконують як для армокам'яних конструкції. При розрахунку панелей товщиною 27 см і менше враховують випадковий ексцентриситет, величина якого прийма-

ють рівною 1 см - для несучих одношарових панелей; 0,5 см - для не несучих панелей, а також для окремих верств тришарових несучих панелей; для ненесучих панелей і перегородок випадковий ексцентриситет не враховують.

**11.10.1.6** При розрахунку багатошарових стін на міцність розрізняють два випадки:

а) **жорстке з'єднання шарів**. Різну міцність і пружні властивості шарів, а також неповне використання міцності їх при спільній роботі в стіні враховують шляхом приведення площі перерізу до матеріалу основного несучого шару. Ексцентриситети всіх зусиль мають визначатися по відношенню до осі наведеного перерізу;

б) **гнучке з'єднання шарів**. Кожен шар розраховують роздільно на сприйняття ним навантаження, навантаження від покриттів і перекриттів передається тільки на внутрішній шар. Навантаження від власної ваги утеплювача розподіляють на несучі шари пропорційно їх перерізу.

При приведенні перерізу стіни до одного матеріалу товщина шарів приймають фактичною, а ширина шарів (по довжині стіни) змінюється пропорційно відношенню розрахункових опорів і коефіцієнтів використання міцності шарів за формулою:

$$b_{red} = b \frac{m_1 f_{d1}}{m f_d}, \quad (11.39)$$

де  $b_{red}$  - приведена ширина шару;

$b$  - фактична ширина шару;

$f_{d1}; m$  - розрахунковий опір і коефіцієнт використання міцності шару, до якого приводиться переріз;

$f_{di}; m_1$  - розрахунковий опір і коефіцієнт використання міцності будь-якого іншого шару стіни. Коефіцієнти використання міцності шарів в багатошарових стінах  $m$  і  $m_1$  наведені в таблиці 11.12.

**Таблиця 11.12**

Коефіцієнт використання міцності шарів								
з бетонних виробів	з матеріалів $m_1$							
	керамічні камені		цегла керамічна пластичного пресування		цегла силікатна		цегла керамічна напівсухого пресування	
	$m$	$m_1$	$m$	$m_1$	$m$	$m_1$	$m$	$m_1$
Вироби марок 25 і вище з бетонів на пористих заповнювачах та з поризованих бетонів	0,8	1	0,9	1	1	0,9	1	0,85
Вироби марок 25 і вище із автоклавних ніздрюватих бетонів	—	—	0,85	1	1	0,8	1	0,8
Вироби марок 25 і вище із неавтоклавних ніздрюватих бетонів	—	—	0,7	1	0,8	1	0,9	1

При розрахунку багатошарових стін із гнучкими зв'язками (без тичкової перев'язки) коефіцієнти  $\phi_1$  і  $m_g$  визначають відповідно до 8.1.3.1-8.1.3.4 для умовної товщини, рівній сумі товщин двох конструктивних шарів, помноженої на коефіцієнт 0,7. При різнному матеріалі шарів приймають наведену пружну характеристику кладки  $\alpha_{red}$ , що визначають за формулою:

$$\alpha_{red} = \frac{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2}{h_1 + h_2}, \quad (11.40)$$

де  $\alpha_1$  і  $\alpha_2$  - пружні характеристики шарів;  
 $h_1$  і  $h_2$  - товщина шарів.

**11.10.1.7** Стики панелей зовнішніх і внутрішніх стін, а також панелей зовнішніх стін з панелями перекриттів забезпечують за допомогою сталевих зв'язків, приварених до закладних деталей або до пластин каркасів. Зв'язки між панелями встановлюють в поглибленнях, розташованих в кутах панелей, і покривають шаром розчину товщиною не менше 10 мм. При використанні закладних деталей і з'єднувальних стрижнів зі звичайної сталі їх захищають від корозії.

Марку розчину для монтажних швів стін з панелей приймають за розрахунком, але не менше ніж 5.

**11.10.2** Панелі з цегли і керамічних каменів поділяють:

- за призначенням - для зовнішніх і внутрішніх стін (рисунки 11.17 - 11.19), а також для перегородок (рисунки 11.2., 11.21). Конструктивні вузли панелей наведені на рисунку 11.22;
- за видом сприйняття навантажень - на несучі і ненесучі, в тому числі навісні;
- за конструкцією - на одношарові і багатошарові;
- за видом розрізання - на однорядні, дворядні і багаторядні;
- за місцем розташування - на рядові, простінкові, торцеві, кутові, парпетні та інші.

**11.10.3** Багатошарові панелі зовнішніх стін по конструкції зв'язків між шарами поділяють:

- на зв'язку із з'єднаннями з зварних каркасів або одиночних стрижнів (гнучкі зв'язки);
- на зв'язку із з'єднаннями з арматурних ребер або окремих шпонок з розчину або бетону, а також з цегли або цегляної кладки.

**11.10.4** Розміри панелей для зовнішніх стін житлових, громадських і виробничих будинків призначають стосовно:

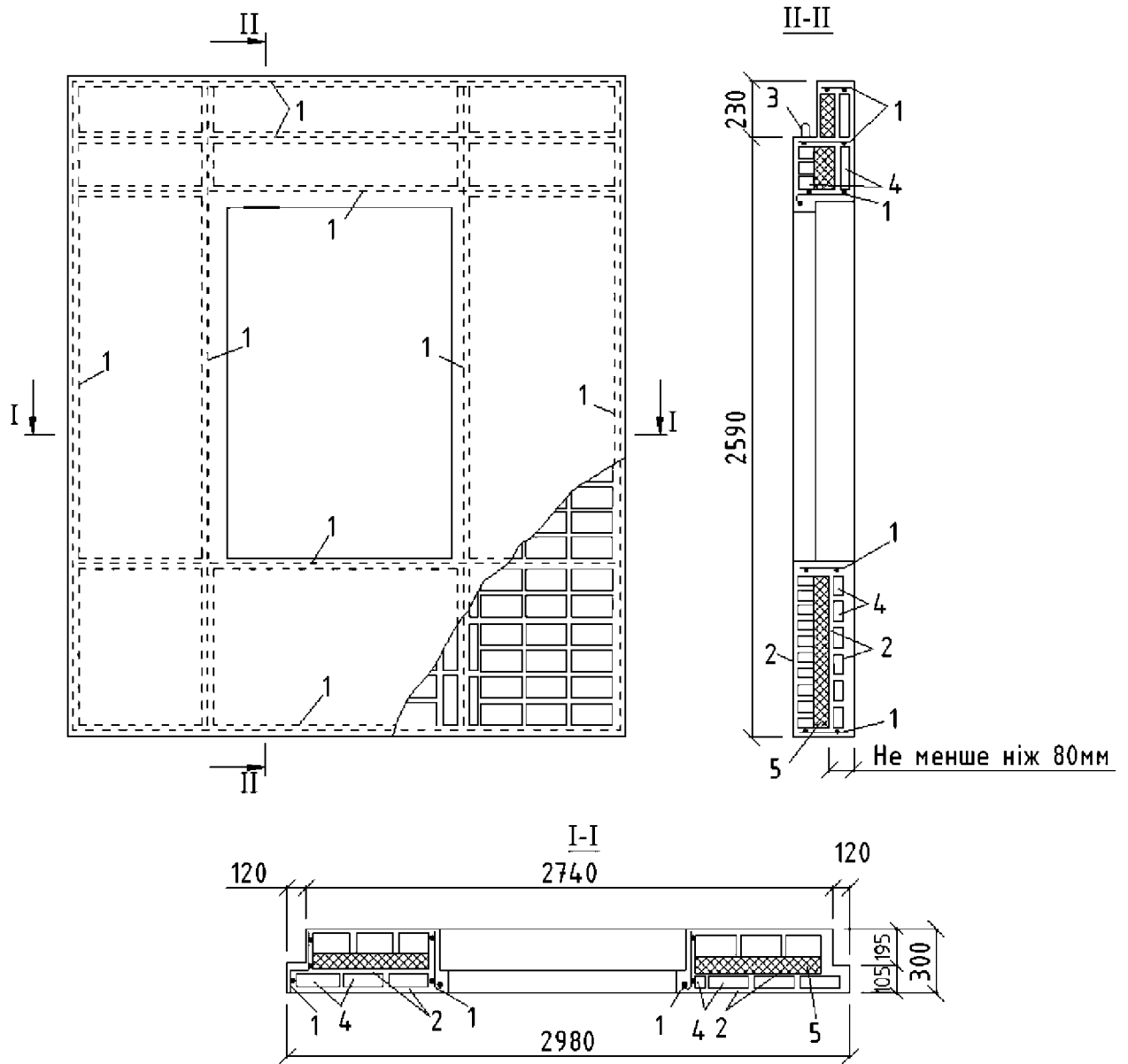
- однорядної розрізки довжиною на один або два планувальних кроки;
- вертикальної розрізки висотою на один або два поверхи.

При багаторядній розрізці довжина панелей визначають вантажопідйомністю монтажного і транспортного устаткування.

**11.10.5** Розміри панелей стін і перегородок виробничих будівель по довжині і висоті з метою взаємозамінності призначають відповідно до розмірів бетонних панелей.

**11.10.6** Розміри панелей внутрішніх стін житлових і громадських будівель рекомендовано призначати:

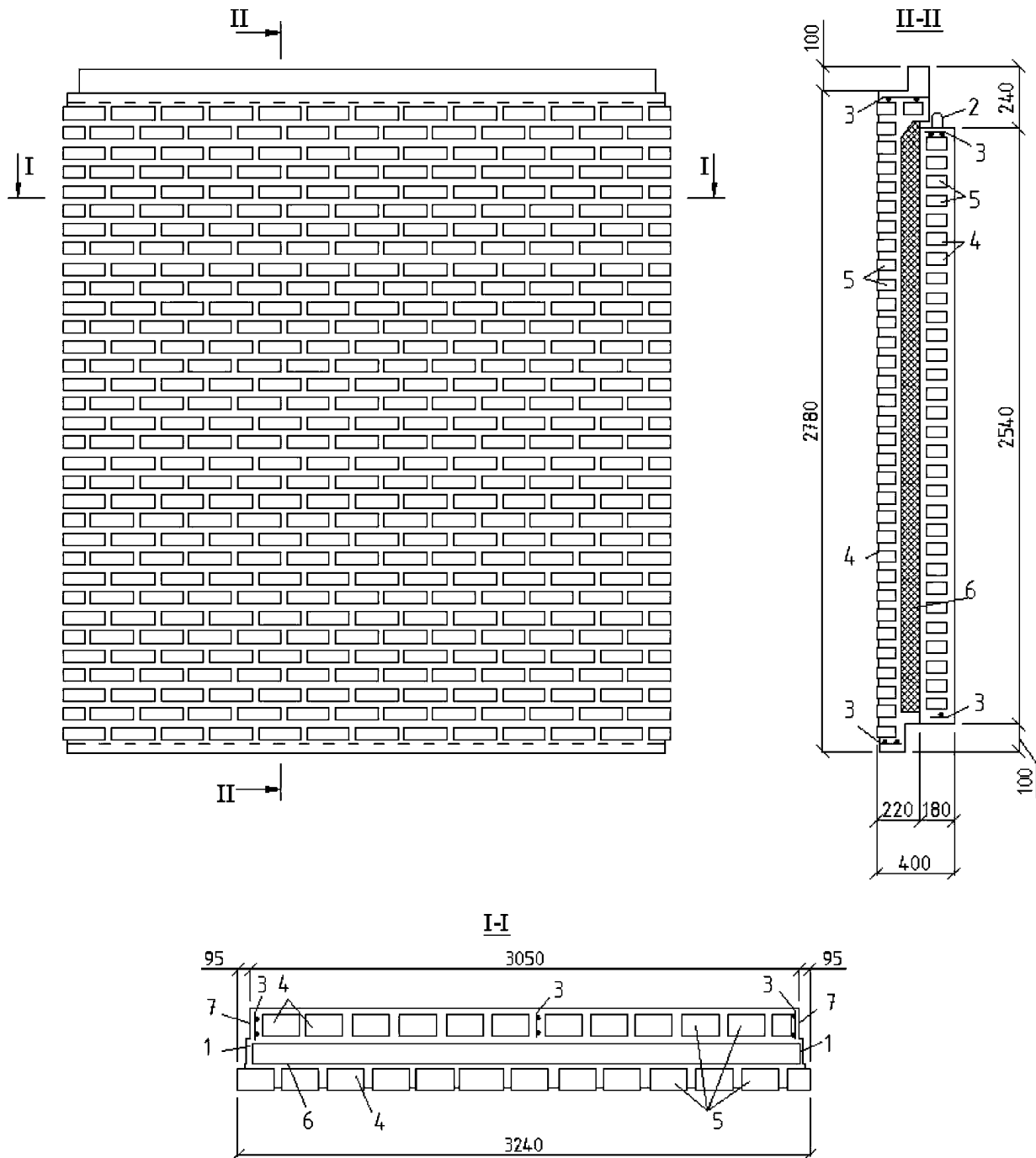
- висоту – відповідно з висотою поверху;
- довжину – відповідно до планувального кроку;
- товщину – відповідно до вимог міцності, тепло- і звукоізоляції.



1 – арматурний каркас; 2 – розчиновий шар;  
 3 – монтажна петля; 4 – цегла, 5 – плитний утеплювач

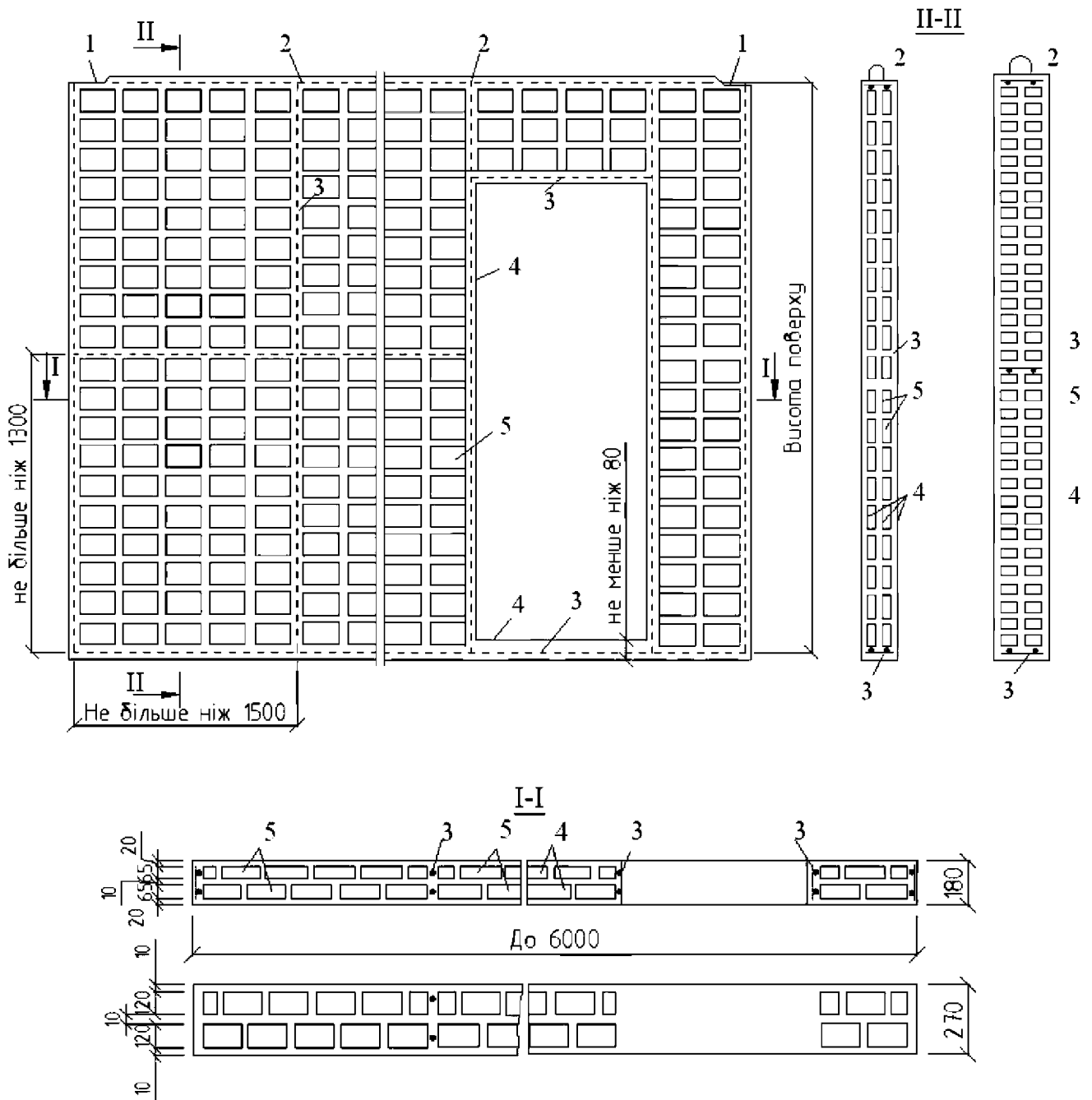
**Рисунок 11.17 – Зовнішня стінова панель**





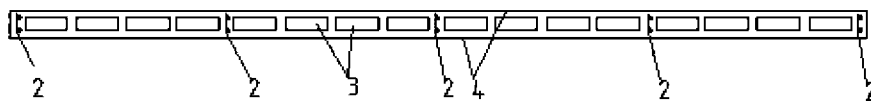
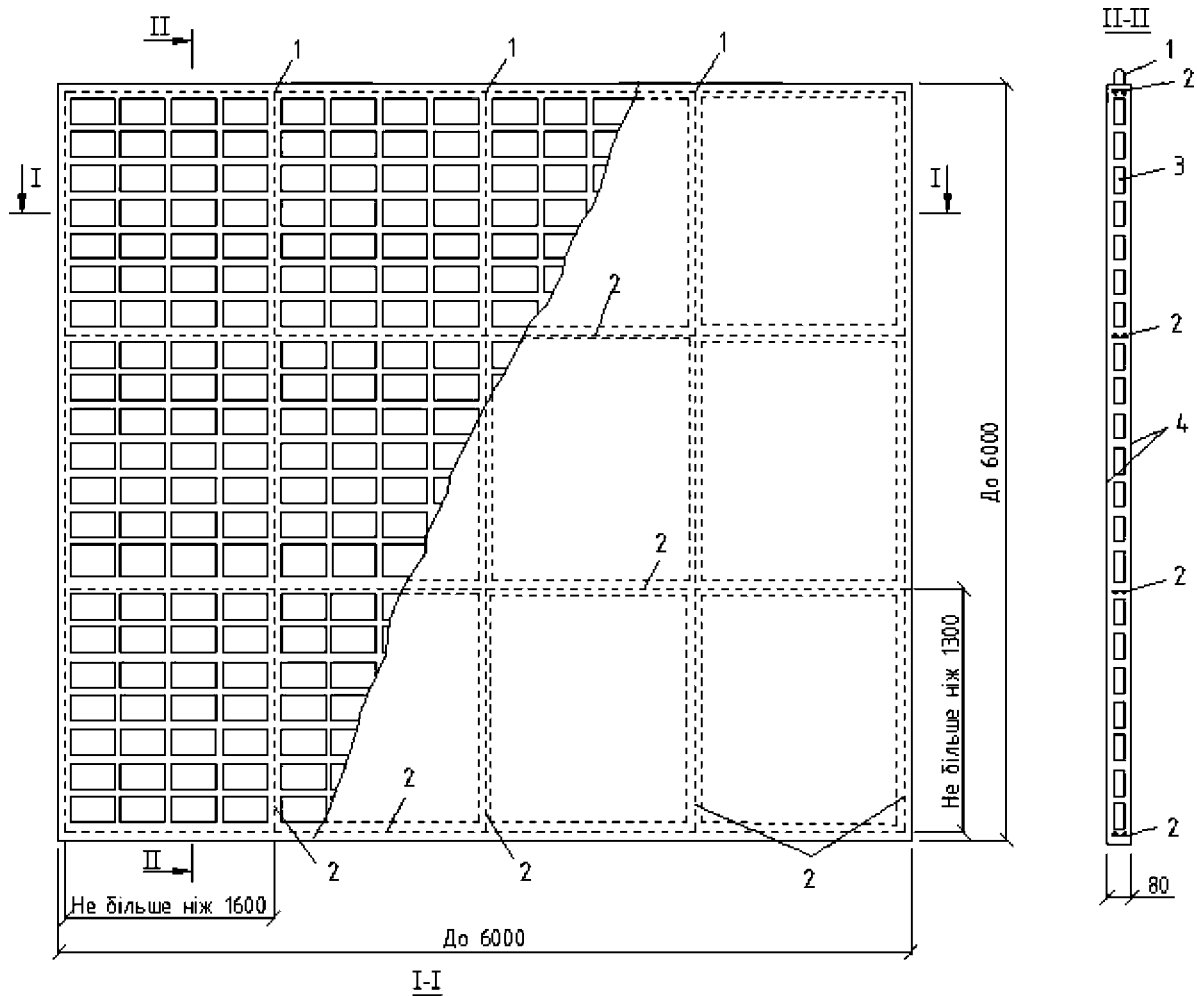
- 1 – гнучка в'язь; 2 – монтажна петля; 3 – арматурний каркас,  
 4 – розчиновий шар; 5 – цегла; 6 – плитний утеплювач;  
 7 – накладку приварюють електродуговим зварюванням.

**Рисунок 11.18 – Зовнішня стінова панель**



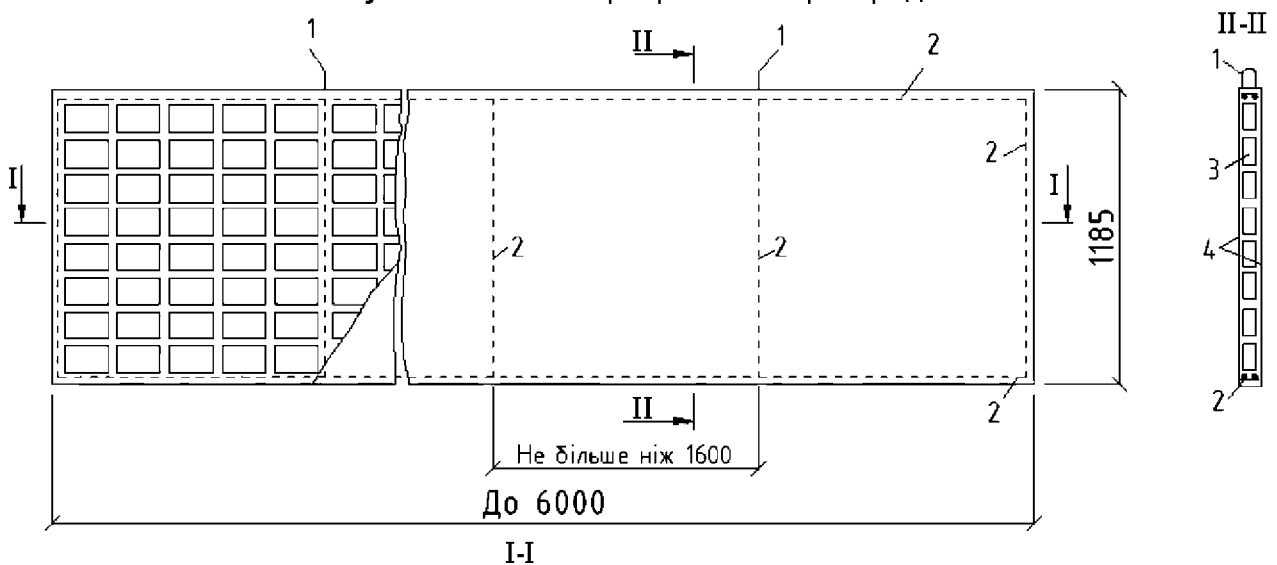
1 – закладна деталь, 2 – монтажна петля;  
 3 – арматурний каркас, 4 – розчиновий шар; 5 – цегла

**Рисунок 11.19** – Віброцегляна перегородка



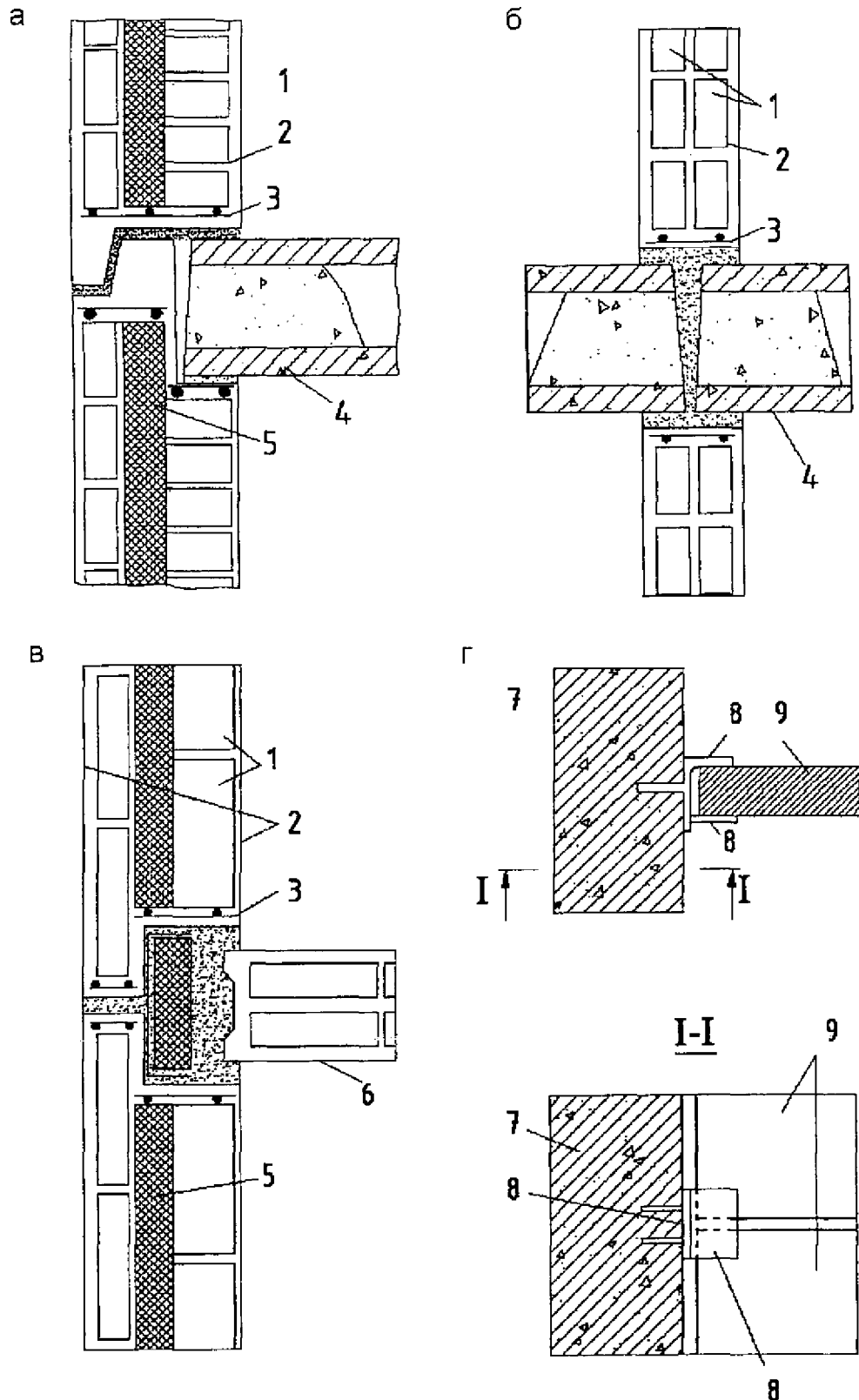
1 – монтажна петля, 2 – арматурний каркас, 3 – цегла, 4 – розчиновий шар

**Рисунок 11.20 – Віброцегляна перегородка**



1 – монтажна петля, 2 – арматурний каркас, 3 - цегла, 4 – розчиновий шар

**Рисунок 11.21 – Панель віброцегляної перегородки**



а – горизонтальний стик зовнішньої стінової панелі з плитою перекриття;  
 б – горизонтальний стик внутрішньої стінової панелі з плитою перекриття;  
 в – вертикальний стик зовнішніх і внутрішніх стінових панелей;  
 г – кріплення віброцегляної перегородки до залізобетонної колони;  
 1 – цегла, 2 – розчинний шар; 3 – арматурний каркас, 4 – залізобетонна плита,  
 5 – щільний утеплювач; 6 – внутрішня стінова панель; 7 – залізобетонна колона;  
 8 – монтажна деталь; 9 – віброцегляна перегородка

**Рисунок 11.22** – Конструктивні вузли

**11.10.7** Розміри дверних і віконних прорізів призначають відповідно до вимог державних стандартів на ці вироби.

**11.10.8** Для виготовлення панелей рекомендовано застосовувати:

- цеглу глиняну і керамічні камені, цеглу силікатну, цеглу і камені керамічні лицьові;
- цементно-піщаний розчин з добавками, які поліпшують його властивості;
- теплоізоляційні матеріали для зовнішніх стін у вигляді жорстких і напівжорстких плит і блоків середньої щільності не більше 400 кг/м, шари теплоізоляційних матеріалів, в тому числі з бетонів на пористих заповнювачах;
- металеві вироби у вигляді зварних сіток, одиночних стрижнів, закладних деталей, підйомних петель і арматурних випусків.

Цегла, камені, теплоізоляційні та оздоблювальні матеріали, що застосовують для виготовлення панелей зовнішніх стін, мають задовольняти вимоги по морозостійкості, що пред'являють до конструкцій з урахуванням умов їх експлуатації, про що має бути зроблений запис у робочих кресленнях.

**11.10.9** Цегла або керамічні камені, що застосовують для виготовлення панелей, рекомендовано марки не нижче ніж 75, а розчини – марки не нижче ніж 5. Розрахункові опори віброцегляної кладки наведено в таблиці 2 додатку Р ДБН В.2.6-162.

**11.10.10** Для приготування розчинів рекомендовано застосовувати портландцемент (допускають також шлакопортландцемент). До цементно-піщаних розчинів рекомендовано додавати пластифікатори, а також інші добавки, застосування яких поліпшує властивості розчинів.

**11.10.11** Для фасадних поверхонь панелей зовнішніх стін рекомендовано застосовувати лицьові цегла і камені, плитки керамічні і скляні, розчин на білому портландцементі або розчини з додаванням крихти гірських порід. Допускають також застосовувати інші матеріали, морозостійкість яких не нижче ніж F 25.

**11.10.12** Зварні сітки та одиночні стрижні для армування панелей виготовляють зі сталі наступних видів і класів:

- поздовжні стрижні каркасів – з гарячекатаної арматурної сталі круглого або періодичного профілю класів А–240С, А–400С;
- сітки і поперечні стрижні каркасів – з холоднотянутого дроту класу Вр–І;
- закладні деталі і сполучні накладки – з гарячекатаної смугової і фасонної сталі;
- монтажні петлі – з гарячекатаної арматури сталі класу А–240С марки ВСтЗсп2 або ВСтЗпс2 і класу А240І марки 10ГТ.

Виготовлення монтажних петель для конструкцій, що застосовують при температурі нижче ніж мінус 40 °С, зі сталі марки ВСтЗпс2 не рекомендовано.

**11.10.13** Якщо теплоізоляційний шар панелі утворений із двох шарів плит ефективного утеплювача, то їх укладають зі зміщенням швів на величину не менше товщини цих плит.

**11.10.14** Теплоізоляційний шар необхідно захищати від зволоження при виготовленні панелей, а також протягом всього часу будівництва та експлуатації будівлі.

Паропроникність конструктивного шару, зовнішнього по відношенню до теплоізоляційного шару, повинно бути більше відповідного показника другого конструктивного шару, включаючи пароізоляційний шар.

**11.10.15** У панелях довжиною до 6 м рекомендовано встановлювати дві підйомні петлі, в панелях довжиною більше ніж 6 м – чотири. Діаметр стрижнів підйомних петель визначають в залежності від маси панелі, але він має бути не більше ніж 16 мм.

**11.10.16** Підйомні петлі панелей рекомендовано проектувати таким чином, щоб вони не виступали із площини елемента і були надійно прикріплені до арматурних каркасів або мали відповідне анкерування.

Допускають виготовлення панелей без монтажних петель за умови їх підйому і монтажу захватними пристроями.

**11.10.17** Доставку панелей споживачеві виробляють по досягненні розчином, застосовуваним для їх виготовлення, відпускнуї міцності не менше ніж 5 МПа (50 кгс/см<sup>2</sup>).

**11.10.18** Для якісного заповнення швів, що підвищує зчеплення цегли з розчином, рекомендовано застосовувати вібрація або інші способи ущільнення розчину (наприклад, ін'єкцію), що забезпечують монолітність і підвищують міцність цегляної кладки.

При заповненні розчином швів між пустотілими цеглою або камінням рекомендовано вживати заходів, що перешкоджають проникненню розчину в порожнечі. Виготовлення панелей з пустотілих керамічних каменів рекомендовано проводити у вертикальному положенні.

**11.10.19** В панелях з цегли і керамічних каменів рекомендовано використовувати конструктивну або розрахункову арматуру у вигляді зварних сіток (плоских каркасів) або одиночних стрижнів.

Мінімальний відсоток армування розрахунковою арматурою приймають не менше ніж 0,1 (по 0,05 % для кожної поверхні панелі).

Відстань між поперечними стержнями арматурних каркасів, що встановлюють конструктивно, повинно бути не більше ніж 500 мм і не більше ніж 80d, де d – діаметр поперечного стрижня.

**11.10.20** Арматурні каркаси встановлюють в наскрізних розчинових шарах (ребрах) по периметру панелі, по контуру прорізів, а також в горизонтальних і вертикальних розширених розчинових швах кладки з кроком, що не перевищує 1600 мм.

**11.10.21** Діаметр арматури сіток і розтягнутої поздовжньої арматури приймають не менше ніж 3 мм, стиснутої поздовжньої арматури – не менше ніж 6 мм.

**11.10.22** Товщина наскрізних розчинових ребер (розширений розчиновий шов), призначених для установки арматури в панелях зовнішніх стін (з ефективним утеплювачем) приймають не більше ніж 30 мм. Товщину розчинових ребер в панелях внутрішніх стін (перегородок) встановлюють виходячи з конструктивних вимог.

**11.10.23** Захисний шар розчину для арматури, яку встановлюють з розрахунку, забезпечує спільну роботу арматури і матеріалу конструктивних шарів панелі на всіх стадіях роботи конструкції, а також захист арматури від зовнішніх атмосферних, температурних і тому подібних дій.

**11.10.24** Для арматури, яку встановлюють з розрахунку, товщина захисного шару розчину, віброваного або ущільненого іншим способом, приймають не менше діаметра стрижня і не менше ніж, мм:

- 10 – в одношарових панелях або окремих конструктивних шарах товщиною до 100 мм включно;
- 15 – в панелях або шарах товщиною більше ніж 100 мм.

**11.10.25** Товщину захисного шару віброваного (ущільненого) розчину для поперечної, розподільної і конструктивної арматури приймають не менше діаметра зазначеної арматури і не менше ніж 5 мм.

**11.10.26** Товщину захисного шару розчину, що не піддається ущільненню при виготовленні панелі (ручна кладка у вертикальному положенні), приймають не менше ніж 10 мм.

**11.10.27** Цегляні панелі розраховують на вплив розрахункових навантажень (у стадії експлуатації), а також на поєднання нормативної вітрової і розрахункових величин інших навантажень (стадія будівництва). Крім того, цегляні панелі та перегородки розраховують на вплив навантажень, що виникають при їх виготовленні, підйомі і монтажі. Власну вагу елементів збірних конструкцій приймають в розрахунку з урахуванням коефіцієнту динамічності, величину якого приймають рівним: при транспортуванні – 1,8; при підйомі і монтажі – 1,5; при цьому коефіцієнт перевантаження до власної ваги елемента не вводять. Допускають зменшення зазначених вище коефіцієнтів динамічності, якщо це підтверджено тривалим досвідом застосування таких елементів, але не нижче ніж 1,25. Перегородки в стадії експлуатації розраховують на вітрове навантаження, що дорівнює  $0,4 \cdot w_0$ , де  $w_0$  – нормативний швидкісний напір вітру, що приймають за ДБН В.1.2–2.

**Приклад 13.** Запроектувати ненесучу віброцегляну перегородку (цегла марки 100, розчин марки М7,5) одноповерхового промислового будинку висотою 12 м в Києві.

Перегородку монтують з віброцегляних панелей заводського виготовлення довжиною 6 м, висотою 1,2 м, товщиною 8 см.

Розрахунковий опір  $f_{k1}$  визначаємо згідно з таблицею 2 додатка Р ДБН.2.6-162:

$f_{k1} = 2,6$  МПа.

Горизонтальне (вітрове) навантаження на перегородку відповідно до ДБН В.1.2–2 дорівнює  $0,4 w_0$ , де  $w_0$  – швидкісний напір вітру в районі будівництва дорівнює 0,27 кПа.

Розрахункове горизонтальне навантаження  $w_{cal} = 0,4 \times 0,27 = 0,108$  кПа.

Розрахункове погонне навантаження  $w = 0,108 \cdot 1,2 = 0,13$  кН/м.

Розраховуємо одну з панелей, з яких змонтована перегородка. За розрахункову схему приймаємо однопрогонову балку, при цьому  $l_{cal} = 5,8$  м.

$$M_{Ed} = \frac{w l_{cal}^2}{8} = \frac{0,13 \cdot 5,8^2}{8} \approx 0,5 \text{ кН/м.}$$

Підбір перерізу арматури проводимо як для прямокутного перерізу  $b = 120$  см,  $h = 8$  см,  $h_0 = 6,5$  см одиночною арматурою.

Відповідно до 11.10.20 виходячи з мінімального відсотка армування (не менше ніж 0,1%) визначаємо:

$$A_l = \frac{0,1Ab}{100} = \frac{0,1 \cdot 120 \cdot 8}{100} = 0,96 \text{ см}^2.$$

З 11.10.1.5 випливає, що площа конструктивної арматури складає не менше  $A_s \leq 0,25 \times 1,2 = 0,3 \text{ см}^2$ .

Для армування панелі необхідно не менше двох каркасів, тобто чотирьох стрижнів. Приймаємо для армування панелей прокат класу А-240С. Розрахунковий опір  $f_{ud}$  приймаємо  $f_{ud} = 210$  МПа. Мінімальний діаметр арматури дорівнює 6 мм,  $A_s = 4 \cdot 0,6 = 1,13 \text{ см}^2$ .

Визначаємо висоту стиснутої зони:

$$f_{ud}A_s = f_{red}b x ; \quad (11.41)$$

визначаємо несучу здатність перерізу:

$$M_{Ed} = f_{red}b b x (h_0 - 0,5x) = 2,6 \cdot 120 \cdot 0,76 \cdot 6,12 = 1,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо граничну висоту перегородки за умови опирання нижньої панелі на фундамент колони; довжина опорної площадки дорівнює 14 см.

Площа перерізу  $A_c = 14 \cdot 8 = 112 \text{ см}^2$ .

Опір зминанню визначають за формулою:

$$f_{dc} = \zeta f_d , \quad (11.42)$$

де  $A$  - розрахункова площа зминання.

При площі зминання, розташованої на краю стіни по всій її товщині, розрахункова площа дорівнює площі зминання, а при розрахунку на суму місцевого і основного навантажень приймають також розрахункова площа, зазначена на рис. 8.1, б пунктиром.

На підставі цього  $A = (14 + 8)8 = 176 \text{ см}^2$ ;  $\zeta = 1,15$ ;  $f_{dc} = 1,15 \cdot 2,6 = 3,0 \text{ МПа}$ .

Несуча здатність  $N_{uc}$  одного опорного перерізу дорівнює:

$$N_{uc} = f_{dc}A = 3,0 \cdot 176 = 53 \text{ кН}; \text{ панелі - } 106 \text{ кН}.$$

Вага панелі  $G$  з коефіцієнтом надійності за навантаженням  $\eta = 1,1$  дорівнює

$$G = l b \eta \gamma_n = 60 \cdot 1,2 \cdot 0,08 \cdot 18\,000 \cdot 1,1 \cdot 10^{-3} = 11,4 \text{ кН}.$$

Опорний переріз нижньої панелі, на яку через прокладки спирають вищерозміщені панелі, може сприйняти навантаження від  $106/11,4 = 9,3$  панелей (округляємо до 9). Отже, гранична висота перегородки дорівнює  $9 \cdot 1,2 = 10,8 \text{ м}$ .

Панелі на висоті 10,8 м від низу перегородки встановлюють на монтажні столики, що приварюють до закладних деталей колони. Число панелей, що встановлюються на один монтажний столик визначають за розрахунком.

Визначаємо арматуру вертикальних каркасів.

Конструктивна арматура  $A_s = 0,25 \cdot 6,0 = 1,5 \text{ см}$  армування симетричне. Приймають арматуру класу Вр-I діаметром 5 мм.

Каркаси необхідно встановлювати по торцях, біля монтажних петель і два між петлями, дотримуючись вимог 8.14, тобто 6 каркасів.

$$A_s = 2,84 \text{ см}^2; f_{ud} = 340 \text{ МПа}.$$

Зусилля сприймають вертикальною арматурою, так само

$$N_u = A_s f_{ud} = 2,84 \cdot 340 = 96,6 \text{ кН}.$$

Прийнятої кількості арматури достатньо для сприйняття маси панелі з коефіцієнтом динамічності при монтажі  $k_d = 1,5$ .

## 11.11 Комбіновані конструкції стін з каменів ручної кладки і збірних елементів

**11.11.1** Підвищення продуктивності праці і скорочення термінів будівництва є найважливішими завданнями, оптимальне вирішення яких може бути виконано шляхом індустріалізації будівництва. Проте організація випуску будівельної промисловістю збірних елементів (блоків і панелей) з цегли пов'язана з деякими труднощами і вимагає значного часу та коштів.



**11.11.2** Конструктивне рішення комбінованих стін полягає в тому, що міжвіконні простінки монтують з легкобетонних блоків, що виготовляють в заводських умовах або на полігонах. Суцільні ділянки зовнішніх стін без отворів і внутрішні стіни на висоту віконних простінків також монтують з блоків.

**11.11.3** Над блоками по всьому периметру зовнішніх і внутрішніх стін будівлі виконують цегляний пояс суцільної кладки, яка є найбільш простою (погонною) в порівнянні з кладкою простінків. Застосування комбінованих стін дозволяє зменшити загальну трудомісткість при зведенні будівлі на 25 %, скоротити терміни будівництва і не вимагає додаткових витрат на освоєння.

**11.11.4** Комбіновані конструкції стін допускають для будівель заввишки до 12 поверхів.

**11.11.5** Марки цегли, розчину та блоків призначають як для звичайних стін згідно з рекомендаціями цього стандарту.

**11.11.6** Для забезпечення спільної роботи стін передбачають конструктивні заходи, наведені в 11.5.4 і 11.12.29.

**11.11.7** При проектуванні і будівництві будівель із зовнішніми стінами комбінованої конструкції рекомендовано забезпечувати надання цим будівлям архітектурної виразності.

## **11.12 Стіни з великих блоків**

**11.12.1** При проектуванні стін з великих блоків рекомендовано враховувати вказівки, наведені в розділі 7 ДБН В.2.6-162.

**11.12.2** В залежності від матеріально-технічної бази та призначення будівель застосовують стіни з великих блоків, виготовлених з цементних і силікатних важких і легких бетонів, з пористих бетонів, з природного каменю (вапняку, вапняку-черепашнику, пісковика, туфу). Застосовують бетонні блоки суцільні, з технологічними порожнечами і порожнисті.

Великі блоки рекомендують виготовляти з кладки, виконаної в заводських умовах або на полігонах, з цегли, керамічних каменів і природних каменів, коли через тріщинуватість або малу міцність гірської породи з неї не можуть бути випиляні блоки великих розмірів.

**11.12.3** За техніко-економічними показниками доцільно застосовувати стіни з бетонних або цегляних панелей. Застосування стін з великих бетонних блоків доцільно тільки при наявності існуючої виробничої бази.

**11.12.4** Стіни великоблочних будинків рекомендовано проектувати з урахуванням:

- максимального скорочення типорозмірів блоків та індивідуальних (не номенклатурних) блоків;
- відповідності блоків за масою і розмірами, технології їх виготовлення, вантажопідйомності і габаритам транспортних пристосувань, а також умовам перевезення і монтажу блоків;
- більш повного використання вантажопідйомності кранів при монтажі збірних елементів будівель;
- застосування типових збірних залізобетонних конструкцій і деталей (фундаментів, панелей і плит перекриттів, сходових площадок і маршів, великопанельних перегородок і тощо).

**Примітка.** При призначенні типів стін з великих блоків бажано керуватися техніко-економічними міркуваннями з урахуванням умов матеріально-технічного забезпечення будівництва.

**11.12.5** При проектуванні стін рекомендовано застосовувати блоки, передбачені діючими альбомами конструкцій, деталей і виробів для житлових, цивільних і виробничих будинків.

**11.12.6** Товщини стін з великих блоків приймають рівними 20 см, 30 см, 40 см, 50 см і 60 см. Якщо дозволяють місцеві кліматичні умови, доцільно з економічних міркувань застосовувати товщини стін з градацією через 5 см.

**11.12.7** Для скорочення типорозмірів великих блоків об'ємно-планувальні рішення будівель рекомендовано приймати найбільш простими за формою.

**11.12.8** Розрізання поля стіни на окремі блоки проводять з урахуванням висоти поверхів, розмірами віконних прорізів і наявними на будівництві підйомними механізмами.

У практиці будівництва застосовують такі **системи розрізання великоблочних стін**: дворядна, двоблочна, трирядна, чотирирядна і багаторядні.

Дворядне розрізання поля стін (рисунок 11.23) є основним рішенням зовнішньої несучої стіни з великих легкобетонних блоків. Двоблочне (стрічкове) розрізання (рисунок 11.24) застосовують при не несучих і несучих (навісних) зовнішніх стінах.

Трирядне і чотирирядне розрізання (див. рисунок 11.23, пунктир) застосовують в несучих і ненесучих зовнішніх і внутрішніх стінах з силікатних блоків, блоків з цегли і природного каменю.

Для внутрішніх стін застосовують також однорядне розрізання.

**11.12.9** Стіни з великих блоків при дворядній, трирядній і багаторядній розрізці виконують з перев'язкою вертикальних швів між блоками в кожному поверсі перемичками або поясними армованими блоками (див. рисунок 11.23). Цими ж блоками здійснюють перев'язку кутів будівлі.

**11.12.10** Перемичкові і поясні блоки кріплять між собою сталевими зв'язками, звареними із закладними деталями блоків (рисунок 11.25). Поясні й перемичкові блоки укладають, як правило, по зовнішніх і внутрішніх стінах, утворюючи суцільні поверхові пояси, що забезпечують зв'язок внутрішніх та зовнішніх стін і їх спільну роботу.

**11.12.11** При однорядному або дворядному розрізанні бажана укладка поясних блоків по внутрішніх стінах із закладенням кінців (торців) у зовнішніх стінах. Якщо це неможливо, то зв'язок між стінами здійснюють жорсткими залізобетонними шпонками або зварюванням наявних в блоках закладних деталей.

**11.12.12** Всі сталеві і закладні деталі і зв'язки захищають від корозії і втоплюють в блок, щоб не перешкоджати рівномірному обтисненню розчинового шва верхніх блоків і не створювати концентрацію зусиль у місцях розташування зв'язків.

**11.12.13** Великі блоки з природного каменю (пильних вапняків, туфів) мають, як правило, розміри, відповідні трирядному і багаторядному розрізанні, що обумовлено технологією їх виготовлення (розпилюванням).

**11.12.14** Стіни з блоків природного каменю виконують з перев'язкою блоків в кутах і суцільних ділянках стін на глибину не менше ніж 0,25 висоти блоку і не менше ніж 20 см.

**11.12.15** Перемичкові і поясні блоки виконують залізобетонними або ж комплексної конструкції, що складається із залізобетонного піддону або перемички Г-подібної форми, на яку укладають блоки.

**11.12.16** Якщо плити перекриттів не спираються на внутрішні стіни, то длядання стінам більшої жорсткості і монолітності не рекомендовано, щоб вертикальні шви між блоками внутрішніх стін не співпадали по поверхах або для перев'язки швів застосовують поясні блоки або спеціальні залізобетонні шпонки. Блоки кріплять один з одним за допомогою зварювання закладних деталей.

**11.12.17** Вертикальні стики по висоті рекомендовано ретельно заповнювати бетоном або розчином для того, щоб уникнути продування швів і проникнення вологи в приміщення; в необхідних випадках шви можуть бути утеплені.

**11.12.18** Поверхню пазів в стінових блоках рекомендовано робити з дрібним рифленням для кращого зчеплення з блоком, що укладають в пази бетону заповнення або розчину; більш надійне заповнення вертикальних стиків може бути здійснено за допомогою вібрації.

**11.12.19** При стінах товщиною менше ніж 50 см рекомендовано виконувати вертикальні стики згідно з рисунком 11.26.

**11.12.20** Вертикальні шви із внутрішньої сторони ретельно проконопачують джгутами з просмоленого клоччя, потім закривають двома шарами руберойду і утеплюють пакетом з теплоізоляційного матеріалу (бітумізована повсть, плити з мінеральної вати та інші матеріали, обгорнуті толем).

Інший простір заповнюють легким бетоном з вмістом цементу не менше 250 кг на 1 м<sup>3</sup> бетону.

**11.12.21** Перекриття укладають на стіни на розчин, марку якого встановлюють проектом, але не нижче ніж 50; блоки вищерозміщеного ряду також укладають на розчин. Шви між плитами або настилами перекриттів, а також шви в місцях примикання перекриттів до поперечних капітальних стін рекомендовано ретельно замонолітити цементним розчином або бетоном класу не нижче ніж С10.

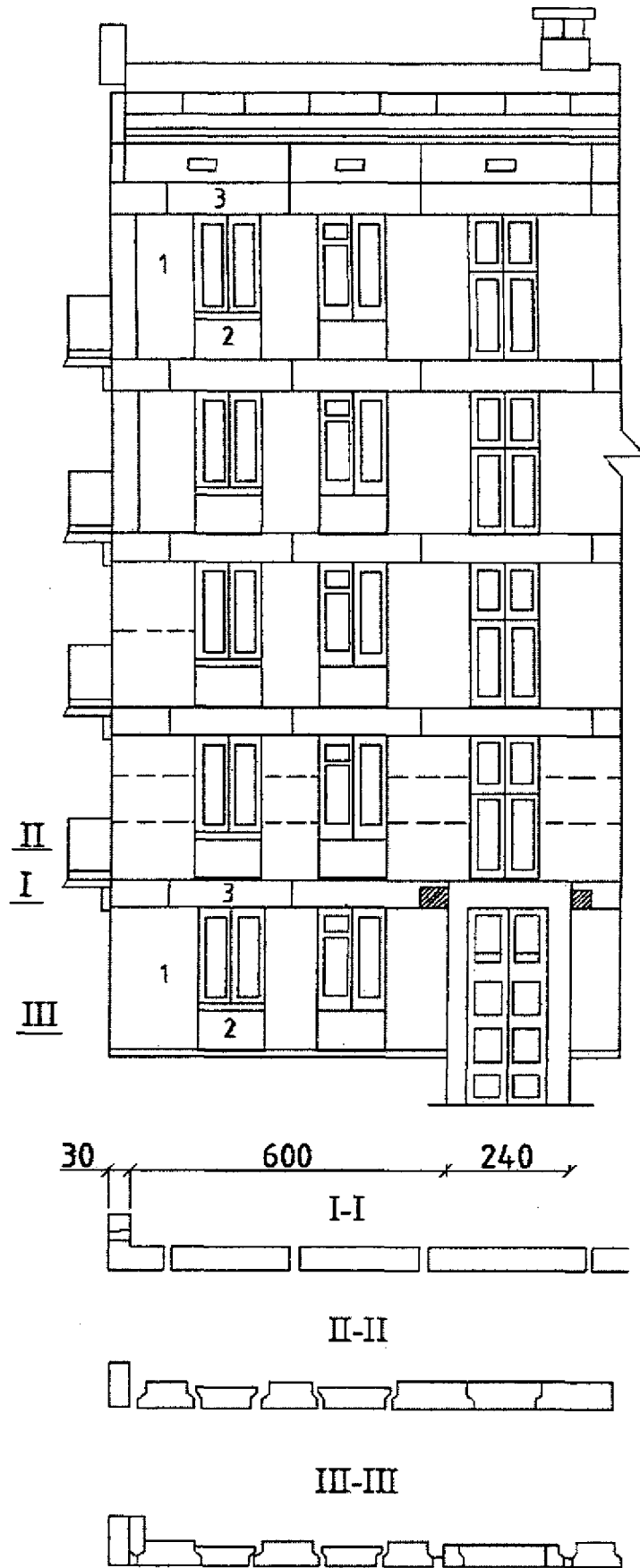
**11.12.22** Простір між торцями плит або настилів на середній поздовжній стіні або на поперечних стінах рекомендовано заповнювати бетоном класу не нижче класу бетону блоків при одному рівні верху закладення і верху плит перекриттів.

**11.12.23** Торці пустотних настилів перекриттів на опорах необхідно закладати бетонною сумішшю. Спосіб закладення торців багатопустотних настилів на опорах встановлюють проектом залежно від вимог міцності, звукоізоляції і теплотехнічних умов. Як правило, торці пустотних настилів закладають бетоном на заводі при виготовленні настилу (до пропарювання).

**11.12.24** Анкери, що зв'язують плити перекриттів (прогони) зі стінами, розміщують в горизонтальних швах стін або кріплять за допомогою зварювання до закладних деталей блоків. Кінці елементів перекриттів, що укладають на прогонах або на внутрішніх стінах, з'єднують між собою сталевими зв'язками.

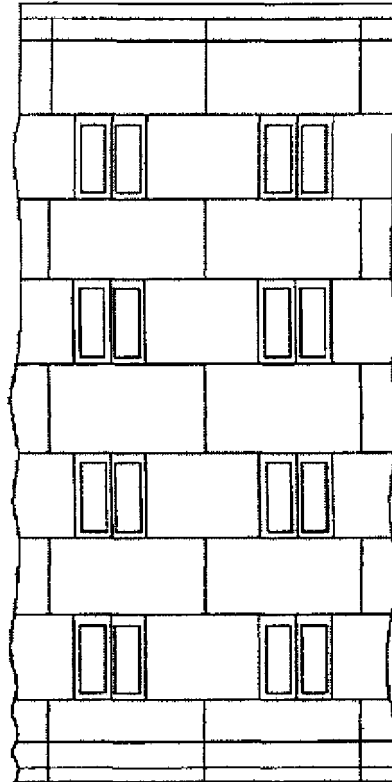
**11.12.25** Для горизонтальних швів, стін великоблочних будівель застосовують розчин марки не нижче ніж М2,5, а для вертикальних стиків зовнішніх стін, для підвищення їх водонепроникності – не нижче ніж 100. Товщину горизонтальних швів приймають не більше ніж 20 мм.

Розрахунок великоблочних будівель проводять за вказівками 11.3.1-11.7.1.

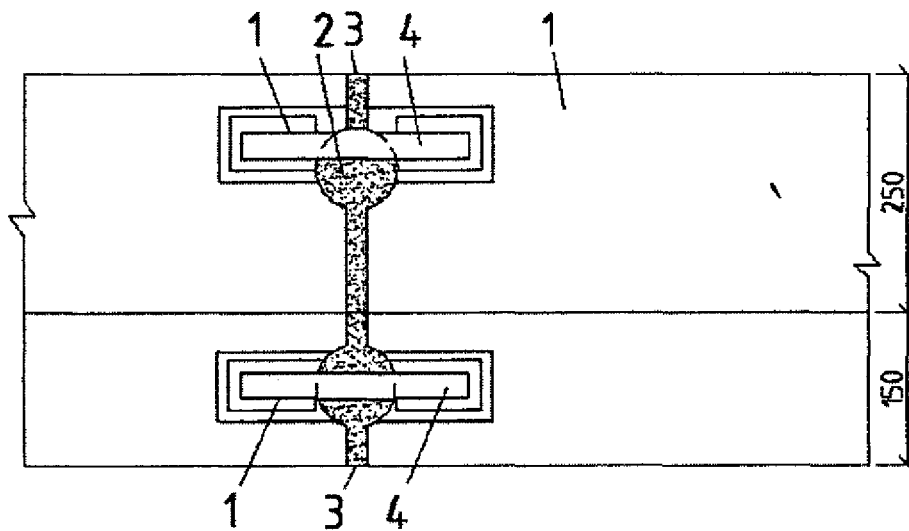


1 – простінковий блок, 2 – підвіконний блок, 3 – перемичковий блок

**Рисунок 11.23** – Фрагмент фасадної стіни з цегляних блоків при дворядному розрізанні

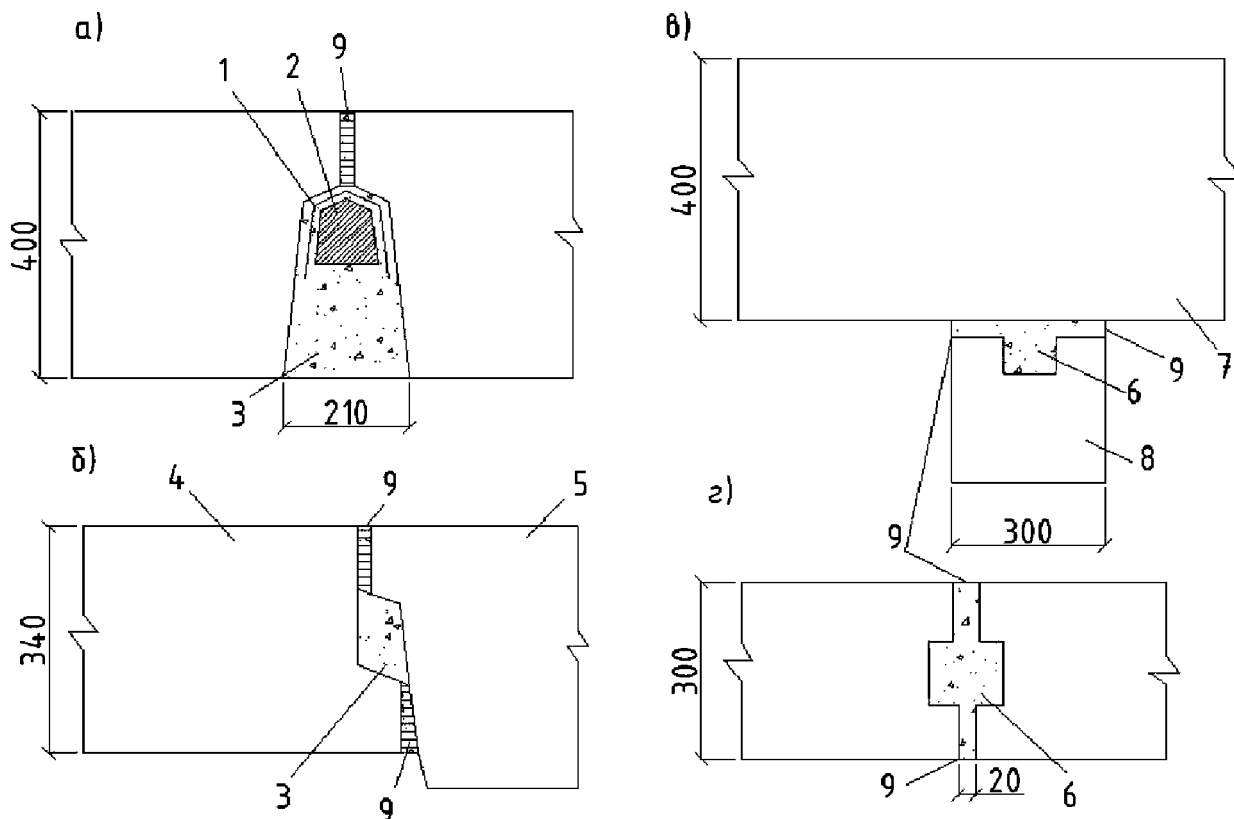


**Рисунок 11.24** – Фрагмент фасадної стіни з цегляних блоків при двоблочному (стрічковому) розрізанні



1 – зварний шов, 2 – розчин, 3 – розширення розчином,  
4 – закладні деталі та зв'язки, 5 – перемичкові (поясні) блоки

**Рисунок 11.25** – Стик перемичкових (поясних) блоків



- а – простінкові на глухих ділянках стін; б – простінкові і підвіконними;  
 в – простінкові і блоком внутрішньої стіни; г – внутрішніх стін;  
 1 – два шару руберойду; 2 – утеплювач, обгорнутий толем; 3 – легкий бетон,  
 4 – підвіконний блок; 5 – простінкові блок; 6 – розчин;  
 7 – блок зовнішньої стіни; 8 – блок внутрішньої стіни; 9 – зачеканення розчином

**Рисунок 11.26** – Схема закладення вертикальних стиків між блоками

**11.12.26** Розрахунок великоблочних стін на осьовий і позацентровий стиск, вигин, косе позацентровий стиск і місцевий стиск проводять відповідно до вказівок розділу 8 при розрахункових характеристиках великоблочних кладок, наведених в таблиці 3 додатка Р ДБН В.2.6-162 та 11.21.1.

**11.12.27** Розрахунок горизонтальних платформних стиків (вузлів обпирання плит перекриттів на стіни з великих блоків) у стінах з великих блоків однорядною розрізання проводять за формулами, прийнятим для розрахунку стиків великопанельних стін.

**11.12.28** Вільні деформації, що визначають при проектуванні з'єднань стін, що примикають одна до одної, обчислюють за 11.5.2. При цьому значення  $\alpha_1$  визначають за формулою:

$$\alpha_1 = \frac{\alpha}{v}, \quad (11.43)$$

- де  $\alpha$  – відповідно до таблиці 15 додатка Р ДБН В.2.6-162;  
 $v$  – коефіцієнт, що враховує вплив повзучості кладки:  
 $v = 1,8$  – для кладки з керамічних каменів з вертикальними щілиноподібними порожнинами (висота каменя від 138 до 220 мм);  
 $v = 2,2$  – для кладки з керамічної цегли пластичного і напівсухого пресування;

- $v = 2,8$  - для кладки з великих блоків або каменів, виготовлених з важкого бетону;
- $v = 3,0$  - для кладки із силікатної цегли і каменів повнотілих і пустотілих, а також з каменів, виготовлених з бетону на пористих заповнювачах або поризованного і силікатних великих блоків;
- $v = 3,5$  - для кладки з дрібних і великих блоків або каменів, виготовлених з автоклавних ніздрюватих бетонів;
- $v = 4,0$  - те саме з неавтоклавних пористих бетонів.

**11.12.29** Розрахунок шпонок або поясних блоків, що з'єднують примикаючі один до одного стіни, виконують на сумарне зусилля, викликане нерівномірним навантаженням і різною деформативністю стін, дією вітру та температурно-вологісною дією.

**11.12.30** При розрахунку на зусилля від вітрового навантаження, що діють в площині стін, враховують вказівки про розрахунок перемичок над прорізами на сколювання і вигин, наведені в 11.3.1, якщо міцність поперечних стін з прорізами забезпечується тільки з урахуванням жорсткості перемичок.

**11.12.31** Горизонтальні шви виконують з розрівнюванням розчину під рейку. Блок встановлюють на підкладки (маяки), поверхню яких розміщують на 3-4 мм нижче верхнього рівня розчину, з тим щоб забезпечити обтиснення розчину і утворення більш щільного шва. Підкладки видаляють після установки блоку, що необхідно для обтиску розчину і рівномірного розподілу напружень у шві.

### 11.13 Стіни з облицюванням

**11.13.1** Розрахунок стін з облицюванням, що виконують одночасно з кладкою, проводять за міцністю та стійкістю за правилами розрахунку багат шарових стін по площі перерізу, приведеного до одного матеріалу  $A_{red}$ . Рекомендовано, як правило, приводити переріз до основного несучого шару, тобто матеріалу кладки.

Приведення перерізу до одного матеріалу здійснюють з урахуванням неповного використання міцності шарів (облицювання і кладки) при їх спільній роботі ( $m_{fi}$  і  $m_{fd}$ ).

**11.13.2** Коефіцієнти використання міцності кладки і облицювання при їх спільній роботі ( $m$  і  $m_i$ ) залежать від співвідношення характеристик їх деформативності.

Для основних видів кладок і облицювань величини  $m$  і  $m_i$ , визначені на підставі експериментальних даних, наведено в таблиці 11.12.

**11.13.3** При відсутності перев'язки облицювання з кладкою і з'єднанні верств тільки гнучкими зв'язками проводять роздільний розрахунок кладки і облицювання за вказівками 11.10.1.6.

**11.13.4** Розрахунок стін з тонким облицюванням, що прикріплюють до стіни на розчині, проводять без урахування облицювального шару. Надійність кріплення облицювання забезпечують вказівками, наведеними в 11.13.31–11.13.34.

**11.13.5** При необхідності підвищення несучої здатності облицюваної кладки допускають її армування сітками. У всіх випадках армування стін (конструктивного або ж за розрахунком) сітки укладають в межах всього перерізу стіни, включаючи облицювання.

**11.13.6** Розрахунок облицюваної кладки, армованої сітками, проводять як і неармованої кладки з облицюванням по 11.10.1.6 і 11.13.1, при цьому приймають розрахунковий опір для армованої кладки  $f_{sk}$  – при центральному стисканні і  $f_{skb}$  – при позацентровому.

Величини  $f_{sk}$  і  $f_{skb}$  приймають не більше  $1,5f_d$ . При визначенні  $\phi$  і  $g$  приймають пружню характеристику для армованої кладки.

У разі армування сітками стін, облицьованих бетонними плитами, перев'язаними з кладкою прокладні рядами з тих же плит, допускають враховувати в розрахунку тільки арматурні сітки, розташовувані в перерізі стіни над і під прокладні рядами облицьовування.

**11.13.7** У простінках багатоповерхових будівель, облицьованих різними видами фасадних матеріалів, при жорсткому з'єднанні шарів у всіх поверхах, де досягається використання розрахункової несучої здатності стіни більш ніж на 90 %, передбачають конструктивне армування: в шви кладки і облицьовування укладають арматурні сітки із сталі діаметром 3 мм - 4 мм з чарунками розміром 120 мм × 120 мм. Сітки розташовують в кожній третині висоти простінка, але не рідше ніж через 1 м.

**11.13.8** При наявності зовнішніх обрізів в стінах, щоб уникнути відшаровування облицьовування, рекомендовано укладати в шви кладки і облицьовування сітки з арматури діаметром 4 мм - 6 мм з чарунками розміром не менше 80 мм × 80 мм. Сітки розташовують на ділянці кладки, що примикає до обрізу не менше ніж у двох швах через два ряди кладки по висоті стіни, починаючи з четвертого шва від обріза.

У місцях нависання стін з облицьовуванням над цоколем (або фундаментними блоками) рекомендовано виконувати такі конструктивні заходи:

- нависання кладки стін приймають не більше ніж 60 мм;
- при висоті будівлі до 9 поверхів в місці нависання над цоколем три ряди кладки стіни на всю товщину виконують з суцільної цегли з ланцюговою перев'язкою і армуванням у першому горизонтальному шві сіткою зі сталі діаметром від 5 мм до 6 мм з чарунками 80 мм × 80 мм;
- при висоті будівлі понад 9 поверхів в місці нависання кладки укладають залізобетонну плиту товщиною від 8 см до 10 см з армуванням сітками із прокату діаметром від 6 мм до 8 мм.

**11.13.9** У простінках з облицьовуванням, жорстко пов'язаної з кладкою, в багатоповерхових будинках, що зводять при негативних температурах, конструктивне армування відповідно до 11.13.7 є обов'язковим у всіх поверхах, де розрахункова несуча здатність в будівлі використовується більш ніж на 50 %. Арматурні сітки укладають в горизонтальні шви по всій товщині стіни під прокладними рядами і перев'язують облицьовування з кладкою.

**11.13.10** Щоб уникнути значного зменшення несучої здатності стін з облицьовуванням і пов'язаного з цим потовщенням стін при виборі типу облицьовування рекомендовано керуватися наступними правилами:

- при жорсткому з'єднанні облицьовування з основним матеріалом стін висота облицьовувальних виробів без армування приймають не більше трьох рядів, а при наявності армування – шести рядів основної кладки стіни;
- міцність облицьовального матеріалу приймають, як правило, на один щабель вище міцності матеріалу основної кладки стіни;
- облицьовування з'єднують зі стіною гнучкими зв'язками.



**11.13.11** При облицюванні стін лицьовою цеглою товщиною 65 мм (рисунок 11.27) перев'язка облицювання з кладкою проводять по багаторядній системі. Тичкові ряди цегли товщиною 65 мм, що перев'язують облицювання з кладкою, розташовують:

- при повнотілій цеглі товщиною 65 мм – 1 тичковий ряд на 6 рядів лицьової кладки і порожнистому – один тичковий на 4 ряди лицьової кладки;
- при кладці з цегли товщиною 88 мм – 1 тичковий ряд на 5 рядів лицьової кладки;
- при кладці з керамічних каменів висотою 138 мм – два тичкових ряди на 6 рядів лицьової кладки.

У тичкових рядах лицьової цегли товщиною 88 мм, перев'язують облицювання з кладкою з цегли товщиною 65 мм – один тичковий ряд на 4 ряди лицьової кладки.

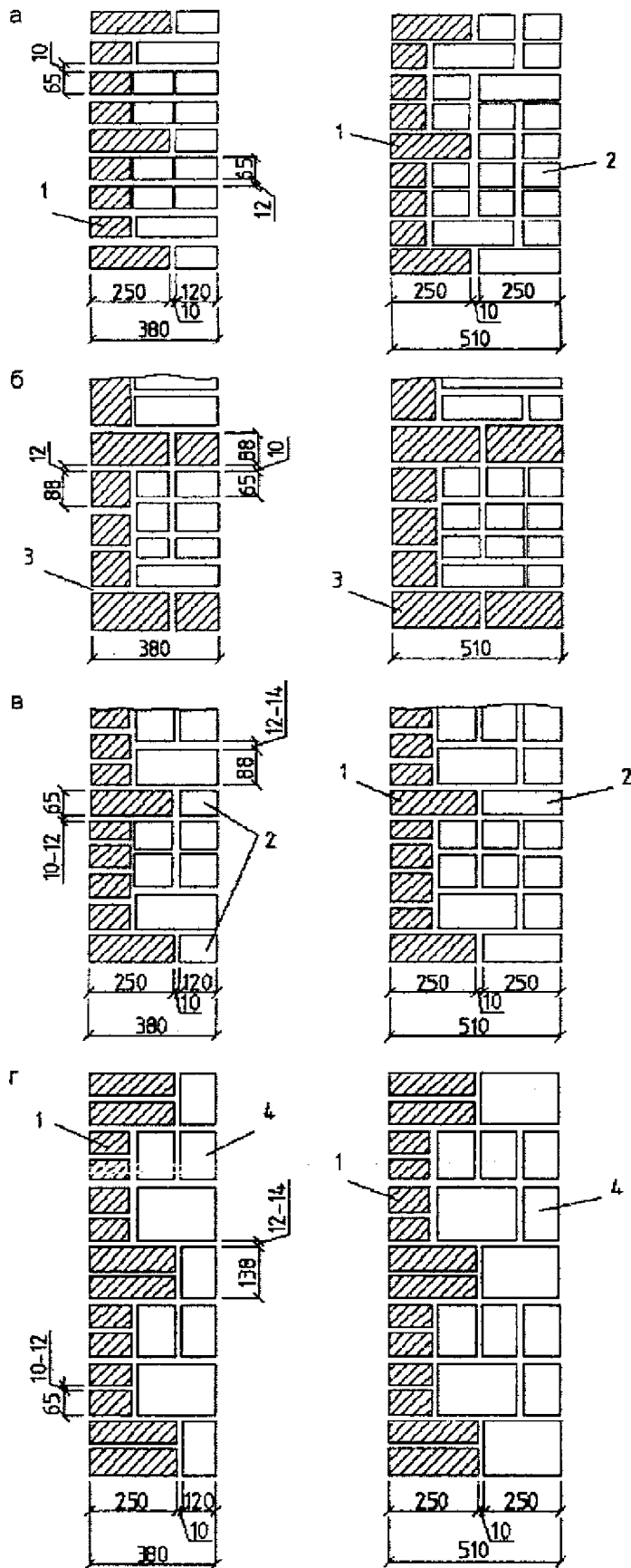
**11.13.12** Лицьову кладку з керамічних каменів (рисунок 11.28) перев'язують з кладкою стіни тичковими рядами каменів – один ряд на 3 ряди лицьової кладки.

**11.13.13** Рекомендовано, як правило, робити перев'язку лицьового шару із стіною суцільними точковими рядами.

**11.13.14** Для перев'язки лицьового шару з кладкою доцільно виготовляти і застосовувати спеціальні (повнотілі) тичкові цеглу або камені.

**11.13.15** Облицювання Г-подібними бетонними плитами (рисунок 11.29) проводять одночасно з кладкою стіни: перев'язку здійснюють закладенням в кладку хвостової частині плити на глибину не менше ніж 75 мм. Висоту плит приймають не більше ніж 600 мм.

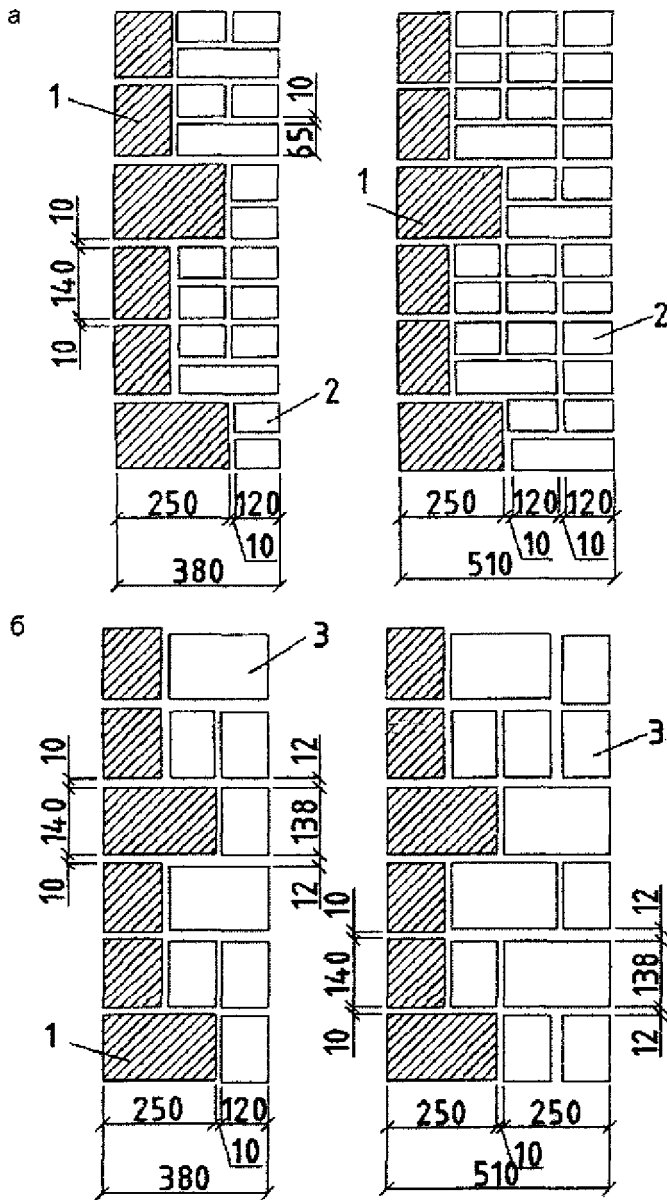
**11.13.16** Облицювання з плоских бетонних плит, зроблене одночасно з кладкою стіни, перев'язують з кладкою прокладними рядами з таких же плит, які розташовують після кожного ряду плит по висоті фасаду. Товщина прокладних рядів плит дорівнює або кратна товщині ряду цегли, глибина закладання прокладного ряду – не менше ніж 120 мм (рисунок 11.30). Товщину плит приймають не менше ніж 40 мм, висоту – не більше ніж 300 мм.



а, б – з цегли товщиною 65 мм;  
 в – з цегли товщиною 88 мм;  
 г – з стінових керамічних каменів;

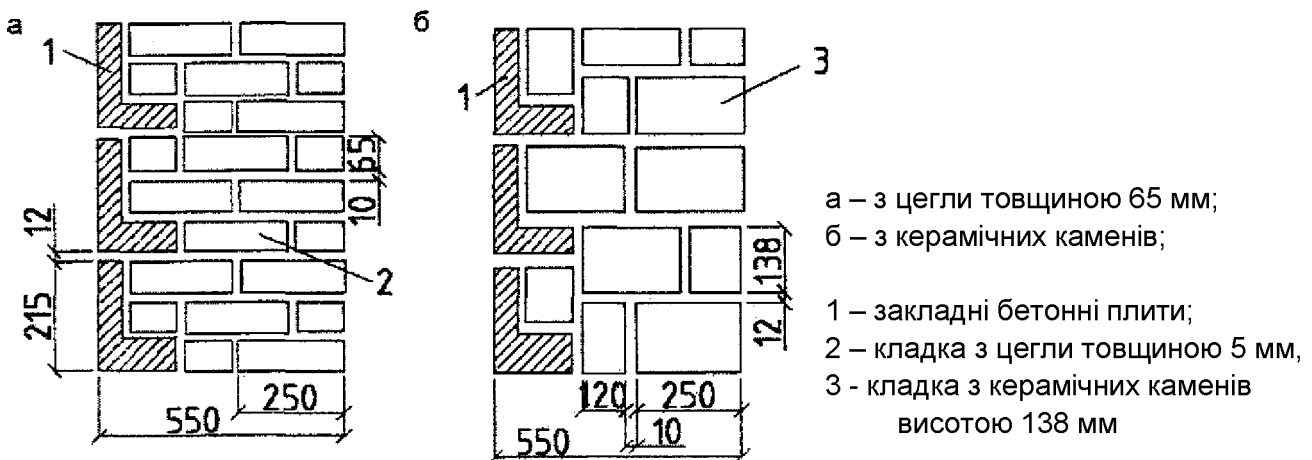
- 1 – лицьова цегла;
- 2 – цегла рядова глиняна, силікатна або напівсухого пресування товщиною 65 мм,
- 3 – силікатна товщиною 88 мм;
- 4 – стінові керамічні камені

**Рисунок 11.27 – Обличкування стін лицьовою цеглою**



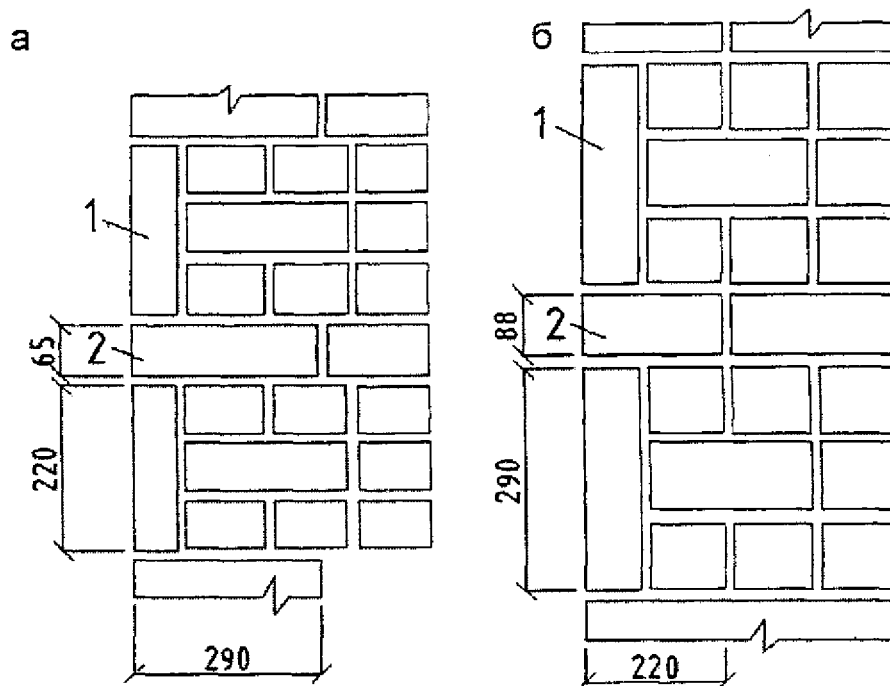
- а – з цегли товщиною 65 мм;
- б – з особових керамічних каменів;
- 1 – лицьові керамічні камені;
- 2 – глиняна, силікатна цегла товщиною 65 мм;
- 3 – стінові керамічні камені

Рисунок 11.28 – Обличкування стін лицьовими керамічними каменями



- а – з цегли товщиною 65 мм;
- б – з керамічних каменів;
- 1 – закладні бетонні плити;
- 2 – кладка з цегли товщиною 5 мм,
- 3 - кладка з керамічних каменів висотою 138 мм

Рисунок 11.29 – Обличкування стін Г-подібними бетонними плитами



а – з цегли товщиною 65 мм; б – з цегли товщиною 88 мм;  
1 – плоскі плити; 2 – прокладний ряд з плит

**Рисунок 11.30** – Облицкування стін плоскими бетонними плитами

**11.13.17** При установці бетонних плит у процесі кладки з кріпленням на гнучких зв'язках (анкерах) їх розміри визначають, виходячи з технологічних можливостей їх виготовлення. Товщину бетонних плит приймають не менше ніж 40 мм, маса при ручній кладці – не більше ніж 40 кг. Для забезпечення необхідної надійності кріплення облицкування на гнучких зв'язках в період експлуатації будівель рекомендовано:

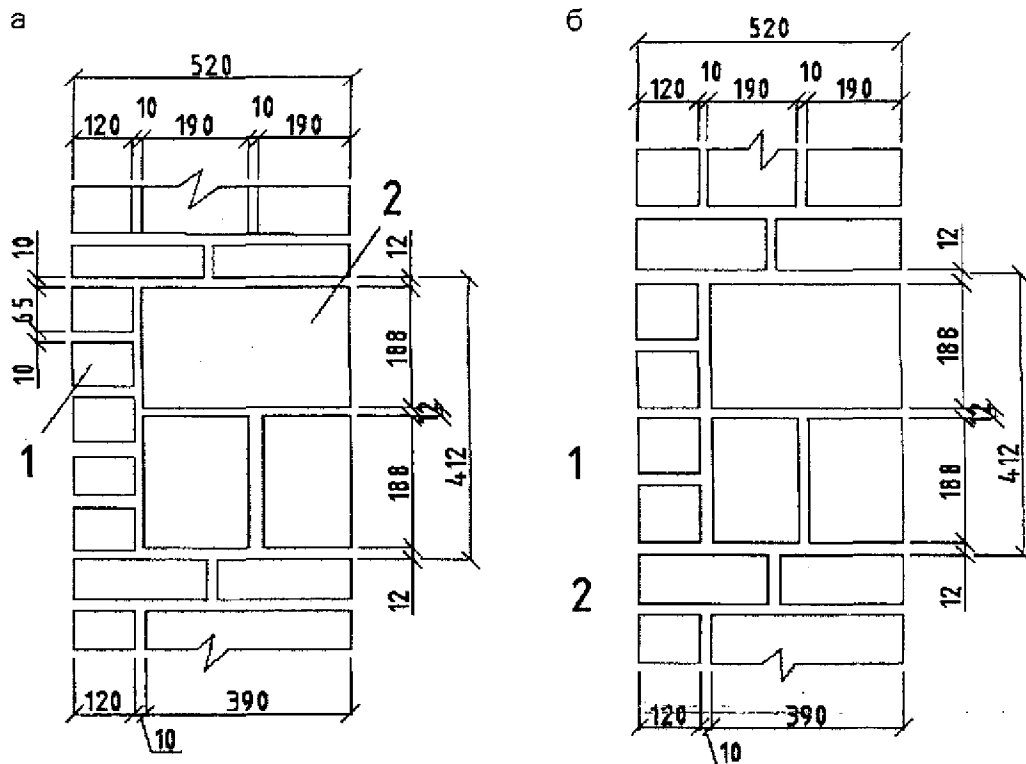
- для зв'язків застосовувати корозійностійкі сталі;
- в кожному поверсі облицювальний шар спирати на спеціальну Г- подібну армовану плиту, зароблену в кладку або залізобетонний пояс;
- під опорною плитою або поясом залишати осадовий горизонтальний шов товщиною від 20 мм до 25 мм, що заповнюють м'якою прокладкою і з зовнішнього боку розшивають гідроізоляційною мастикою.

**11.13.18** Лицьову цеглу, каміння та облицювальні плити укладають з перев'язаними або неперев'язаними по фасаду вертикальними швами.

**11.13.19** Товщина швів облицкування з лицьової цегли або керамічних каменів приймають тією ж, що і в основній кладці стіни. Товщину вертикальних швів облицкування з плит встановлюють у відповідності з архітектурними вимогами. Шви в облицюванні заповнюють розчином і розшивають в процесі кладки стіни.

**11.13.20** Для облицкування стін з бетонних каменів може бути застосований повнотіла лицьову цеглу (рисунок 11.31). Облицкування лицьовою цеглою перев'язують з кладкою з бетонних каменів тичковими рядами цегли – 1 тичковий ряд на 6 рядів цегли при товщині цегли 65 мм та 1 тичковий ряд на 5 рядів при цеглі товщиною 88 мм.

**11.13.21** Стіни з цегли та керамічних каменів допускають облицювати природним каменем.



а – з перев'язкою прокладні точкових рядами цегли товщиною 65 мм;  
 б – те ж, цегла товщиною 88 мм;  
 1 – лицьова цегла, 2 – бетонний камінь

**Рисунок 11.31** – Облицкування фасадів стін з бетонних каменів

**11.13.22** Основний вид облицкування з природного каменю – пиляна плита або камінь. Для зовнішнього облицкування застосовують плити завтовшки 10 мм, 20 мм, 30 мм і 40 мм (як виняток – товщиною 60 мм з більш м'яких порід).

Найбільший розмір сторін плит приймають не більше ніж 600 мм.

Фактура лицьової поверхні в залежності від архітектурних вимог може бути пиляна, полірована, шліфувана, лощена.

**11.13.23** Технічні характеристики виробів з природного каменю, які застосовують для зовнішнього облицкування, приймають відповідне до таких вимог:

- міцність на стиск – не менше ніж 10 МПа (100 кгс/см<sup>2</sup>);
- морозостійкість – не нижче ніж F25;
- коефіцієнт розм'якшення – не менше ніж 0,7.

**11.13.24** Облицкування плитами із природного каменю кріплять до стін будівель наступними способами:

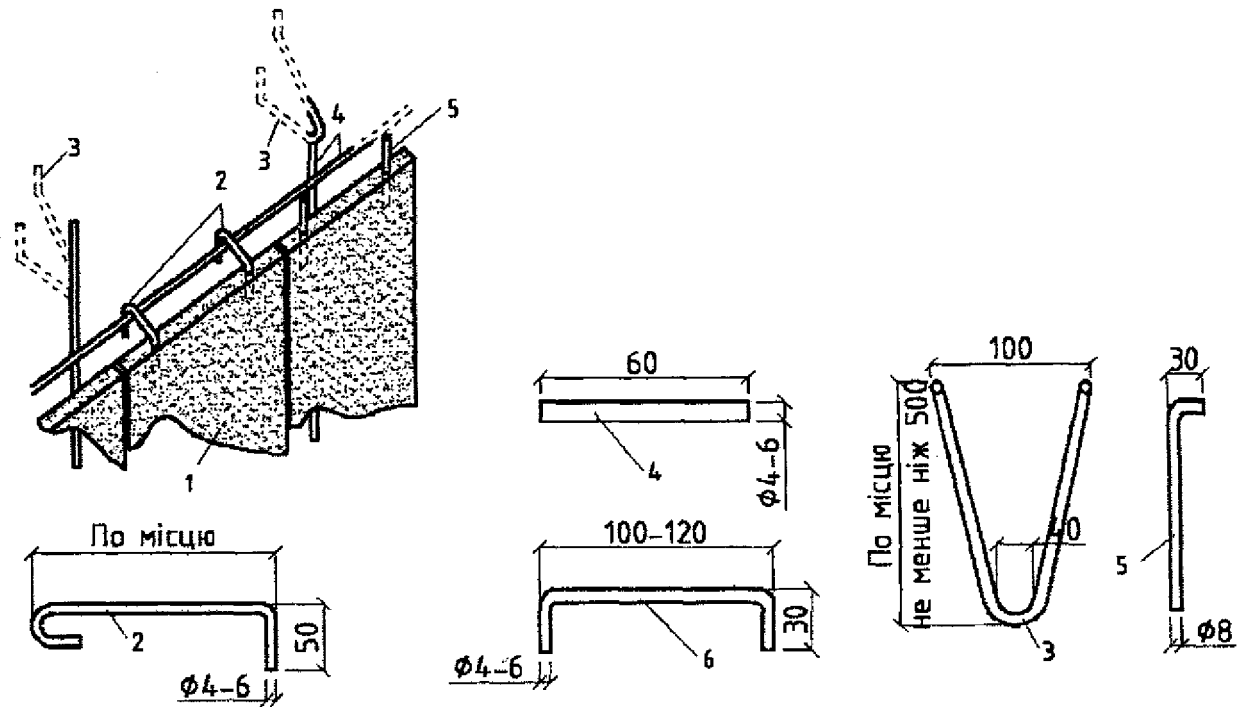
- на анкерах і цементно-піщаному розчині із залишенням горизонтальних компенсаційних швів при товщині плит 20 мм і більше;

- на цементно-піщаному розчині (без анкерів) для травертину та інших порід з великими відкритими порами при товщині плит 10 мм і розмірі не більше ніж 400 мм × 200 мм (200 мм – висота), з обов'язковим влаштуванням швів по контуру плит для стін висотою не більше ніж 5 м;

- на віднесенні від стіни з розробкою окремого проекту на кріплення плит.

**11.13.25** Горизонтальні компенсаційні шви в облицюванні передбачають через два поверхи по висоті стіни.

Плити облицювання поля стіни закріплюють до робочої арматури, яку встановлюють в петлі-випуски за допомогою гаків. У горизонтальних швах суміжні по вертикалі плити з'єднують не менш як двома штирями на плиту (рисунок 11.32).



1 – облицювальна плита; 2 – гак; 3 – петля, закладена при кладці стіни;  
4 – робоча арматура (вертикальні і горизонтальна),  
5 – штир; 6 – скоба для з'єднання кутових плит

**Рисунок 11.32** – Кріплення до стіни облицювальних плит із природного каменю

**11.13.26** При проектуванні кріплення облицювання поля стіни передбачають (див. рисунок 11.32):

- V-подібні петлі-випуски для утримання робочої арматури (діаметром 8 мм);
- робочу арматуру (діаметром від 10 мм до 12 мм);
- гаки прості для кріплення елементів облицювання до робочої арматури (діаметром від 4 мм до 6 мм);
- штирі і скоби для з'єднання суміжних елементів облицювання між собою (діаметром від 4 мм до 6 мм).

Петлі-випуски і робочу арматуру застосовують з оцинкованої сталі; гаки, штирі і скоби – з нержавіючої сталі марок 12Х13; 12Х18Н10Т (ГОСТ 7348).

**11.13.27** Петлі-випуски для кріплення робочої арматури укладають у шви кладки стіни в процесі її зведення з кроком 0,5 м по горизонталі і вертикалі.

**11.13.28** Число гаків (анкерів) приймають: один на площу поверхні плити не більше ніж 0,12 м. На кожній плиті встановлюють не менше двох гаків. Суміжні плити кріплять між собою штирями – не менше двох на плиту.

**11.13.29** При облицюванні плитами з природного каменю конструкції всіх виступаючих частин і швів будівлі не допускають потрапляння за облицювання води.

Для цього рекомендовано:

- горизонтальні накривочні камені парпетів, огороження балконів та інші деталі виконувати з твердих порід. Улаштування верхньої грані передбачає ухил від 3° до 4° або перепад відміток по вертикалі не менше ніж 15 мм. Улаштування капельника в накривній плиті обов'язкове, шви між накриваючим камінням ретельно загерметизувати;
- всі виступаючі деталі виконувати з каменю твердих порід (карнизи, пояси цоколя тощо) і улаштовувати їх з ухилом назовні для стоку води;
- в разі виконання виступаючих деталей з каменю середньої твердості (мармуру, травертину, вапняку) робити металеві покриття з міді, цинку або оцинкованого заліза.

**11.13.30** Облицювання готових цегляних стін може бути виконана керамічними та скляними плитками з кріпленням на розчині.

**11.13.31** Застосування для облицювання плоских плиток з кріпленням їх на розчині по готовим цегляним стінам допускають тільки як виняток в будівлях не вище 9 поверхів при виконанні стін з глиняної цегли пластичного пресування і не вище 5 поверхів при виконанні стін з силікатної або глиняної цегли напівсухого пресування. При цьому розміри плиток приймають не більше 250 мм x 65 мм, де 65 мм – висота плиток при їх укладанні по висоті стіни. Кріплення на розчині більших плиток не допускають.

Міцність розчину для кріплення плиток до цегляної кладки приймають не менше ніж 10 МПа (100 кгс/см<sup>2</sup>).

Як виняток для стін будівель з силікатної цегли висотою до 9 поверхів може бути допущена облицювання плоскими плитками. При цьому облицювання закріплюють на шарі розчину, нанесеного по арматурної сітці, прикріпленій до стіни сталевими стрижнями в швах кладки.

**11.13.32** Кладку стін, призначених для подальшого облицювання плоскими малогабаритними плитками з кріпленням їх на розчині, рекомендовано виконувати впустошовку.

**11.13.33** Облицювання готових стін плоскими плитами з кріпленням на розчині або на розчині і анкерах допускають не раніше ніж через 6 місяців після того, як навантаження на стіни досягне 85 % повного проектного навантаження.

**11.13.34** Облицювання готових стін плоскими плитами з кріпленням на розчині і анкерах допускають робити при стійкій плюсовій температурі не нижче ніж 6 °С або за умови електропрогрівання.

**11.13.35** У разі облицювання стін Г-подібними плитами для облицювання укосів простінків застосовують спеціальні кутові плити з додатковим укріпленням анкерами. Поверхню простінку між кутовими плитами облицюють рядовими плитами.

**11.13.36** При облицюванні стін плоскими плитами для кутів будівель і простінків можуть застосовуватися рядові і спеціальні облицювальні кутові плити.

**11.13.37** Облицювання перемичок над віконними і дверними прорізами при облицюванні стін притулені плитами, керамічними каменями або лицьовою цеглою проводять тими ж матеріалами, що і стіни, а при застосуванні для облицювання заставних плит – плитами спеціальної форми і розмірів.

**11.13.38** Лицьова кладка цоколя вище гідроізоляційного шару може бути виконана з повнотілої лицьової цегли пластичного пресування, плит з важкого бетону або природного каменю.

**11.13.39** Ширину цегляних простінків, що проектують з обличкуванням, приймають кратною 0,5 цегли або відповідати розмірам елементів обличкування.

**11.13.40** Виконання робіт методом заморожування на звичайних розчинах допускають, як правило, тільки для стін висотою не більше ніж 4 поверхи з глиняної цегли пластичного пресування з обличкуванням лицьовою цеглою і стін з керамічних каменів з обличкуванням лицьовими керамічними каменями. При застосуванні методу заморожування за вказівками ДБН В.2.6-162 знижуються характеристики міцності кладки. Обличкування стін плитами, перев'язаними з кладкою рядами, або обличкування Г-подібними плитами допускають в зимових умовах тільки при застосуванні розчинів з противоморозними добавками.

**11.13.41** Роботи з обличкування проводять відповідно до проекту, в якому мають бути вказані розкладка плит і каменів, способи кріплення кутових, перемички плит і прикладена їх специфікація. У проекті указують види цегли для кладки стін, що рекомендують при передбаченому в проекті облицюванні.

Заміну на будівництві одного виду цегли іншою або зміну виду обличкування рекомендовано виконувати за погодженням з проектною організацією.

В робочих кресленнях проекту і проекті організації робіт проводять рекомендації зі зведення стін з обличкуванням в зимових умовах, а в разі потреби – вимоги до застосування протиморозних добавок у розчинах, рекомендації по конструктивному армуванню.

**Приклад 14.** Перевірити міцність простінка з глиняної цегли пластичного пресування з обличкуванням з керамічних каменів на розчині марки М7,5.

Розрахунок простінка за несучою здатністю проводять відповідно до ДБН В.2.6-162.

Дані для розрахунку:

- цегла марки 100 товщиною 65 мм,  $f_{k1} = 1,7$  МПа (17 кгс/см<sup>2</sup>);
- керамічний камінь марки 125 висотою 138 мм;  $f_0 = 1,9$  МПа (19 кгс/см<sup>2</sup>);
- розчин марки М7,5;
- висота поверху  $H = 3000$  мм, ширина простінка  $b = 900$  мм;
- товщина облицювального шару  $c = 120$  мм;
- поздовжня сила в перерізі  $N = 500$  кН (50 тс);
- згинальний момент  $M_{Ed} = 20$  кН · м (2 тс · м);
- коефіцієнти використання міцності шарів в стіні з цегли глиняної пластичного пресування приймають згідно з 11.10.1.6:
- для кладки  $m_k = 0,8$ ;
- для обличкування  $m_0 = 1,0$ .

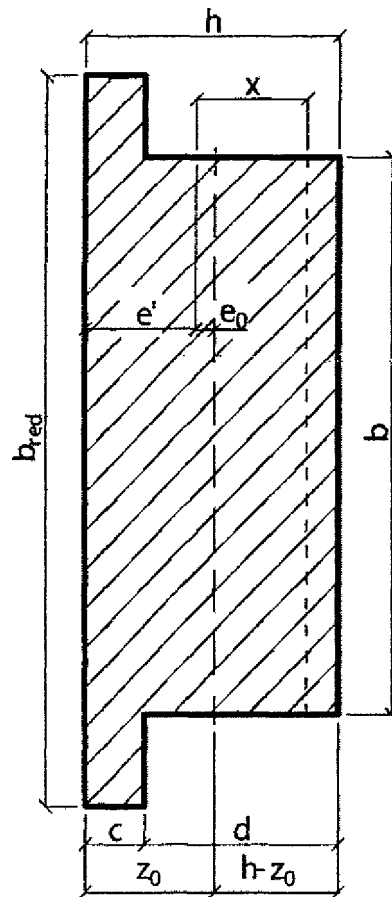
Розрахункову несучу здатність  $N_{Ed}$  визначають за формулою:

$$N_{Ed} = m_g \varphi_1 m_k f_{k1} A_{c,red} \omega . \quad (11.44)$$

Різну міцність і пружні властивості шарів і неповне використання їх міцності при спільній роботі в стіні враховують шляхом приведення перерізу до матеріалу основного несучого шару.

Ексцентриситет всіх зусиль визначають по відношенню до осі приведенного перерізу (рисунок 11.33).





**Рисунок 11.33** – Визначення приведеної площі перерізу простінка

Наведена ширина  $b_{red}$  змінюється пропорційно відношенню розрахункових опорів і коефіцієнтів використання шарів за формулою:

$$b_{red} = b \frac{m_0 f_0}{m_k f_{k1}} = 900 \frac{1,0 \cdot 1,9}{0,8 \cdot 1,7} = 1260 \text{ мм.} \quad (11.45)$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = b_{red}c + bd = 1260 \cdot 120 + 900 \cdot 390 = 5,0 \cdot 10^5, \text{ мм}^2.$$

Відповідно до додатка Д знаходимо положення центра ваги приведенного перерізу. Відстань центра ваги перерізу від краю полиці:

$$\alpha = \frac{c}{h} = \frac{120}{510} = 0,235; \quad \beta = \frac{b}{b_{red}} = \frac{900}{1260} = 0,714.$$

$$\chi = 0,465.$$

Відстань центра ваги перерізу від краю полиці:

$$z_0 = \chi h = 0,465 \cdot 510 = 237 \text{ мм.}$$

Ексцентриситет прикладання зусиль

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N} = \frac{20}{500} = 0,04 \text{ м} = 40 \text{ мм.}$$

При ексцентриситеті в бік полиці для таврового перерізу відстань від точки прикладання сили до межі розрахункової стиснутої зони визначають за формулою:

$$e_1 = z_0 - e_0 = 237 - 40 = 197 \text{ мм.}$$

$$x = \sqrt{\frac{b_{red}c}{b} (2e_1 - c) + (e_1 - c)^2} = \sqrt{\frac{1260 \cdot 120}{900} (2 \cdot 197 - 120) + (197 - 120)^2} = 228 \text{ мм.} \quad (11.46)$$

Тоді висота стиснутої зони перерізу  $h_{c,red} = x + e_1 = 228 + 197 = 425$  мм.

Площа стиснутої зони приведеного перерізу:

$$A_{c,red} = b_{red} c + b(h_{c,red} - c) = 1260 \cdot 120 + 900(425 - 120) = 4,3 \cdot 10^5 \text{ мм}^2.$$

При позацентровому стиску коефіцієнти поздовжнього вигину  $\varphi$  визначають в залежності від гнучкості елемента  $\lambda = l_0/l$  при  $l_0 = H = 3000$  мм за формулою:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_{red} + \varphi_{c,red}}{2}. \quad (11.47)$$

Радіус інерції перерізу визначають за формулами:

- для приведенного перерізу  $i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}}$ ;

- для стиснутої зони  $i_{c,red} = \sqrt{\frac{I_{c,red}}{A_{c,red}}}$ .

Момент інерції перерізу визначають за графіком додатка В:

при  $\alpha = \frac{c}{h} = 0,235$ ;  $\beta = \frac{b}{b_{red}} = 0,714$ ;  $\eta = 0,071$ :

$$I_{red} = \eta b_{red} h^3 = 0,071 \cdot 1260 \cdot 510^3 = 118,7 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_{c,red} = \eta b_{red} h_{c,red}^3 = 0,071 \cdot 1260 \cdot 425^3 = 68,7 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{118,7 \cdot 10^8}{5,0 \cdot 10^5}} = 153,6 \text{ мм};$$

Визначаємо коефіцієнти поздовжнього вигину

$$\varphi_{red} = 0,97; \quad \varphi_{c,red} = 0,95; \quad \varphi_1 = (0,97+0,95)/2 = 0,96.$$

Розрахункову несучу здатність стіни визначають відповідно до 8.1.3.4.

Оскільки  $i_{red} \text{ і } i_{c,red} > 8,7$ , то коефіцієнт  $m_g$  приймають за 1, виходячи з вказівок 8.1.3.4.

При ексцентриситеті в сторону обличкування коефіцієнт  $\omega$  приймають за одиницю.

$$N_{Ed} = 1 \cdot 0,96 \cdot 0,8 \cdot 1,7 \cdot 4,3 \cdot 10^5 \cdot 1 = 563 \text{ кН}.$$

Розрахункова несуча здатність стіни з обличкуванням  $N_{Ed} = 563$  кН більше розрахункової поздовжньої сили  $N = 500$  кН, отже, стіна задовольняє вимогам міцності.

## 11.14 Стіни виробничих та сільськогосподарських будівель

**11.14.1** Несучі кам'яні конструкції допускають застосовувати при будівництві виробничих будівель, обладнаних кранами вантажопідйомністю до 100 кН, за наявності машин першої категорії динамічності без віброізоляції і другої категорії - при віброізоляції. Несучі кам'яні стіни і стовпи при кранових навантаженнях допускають застосовувати в будівлях заввишки не більше ніж 10 м.

**11.14.2** Для кладки несучих стін і стовпів виробничих будинків застосовують цеглу марки не нижче ніж 75 і бетонні або природні камені, як правило, марки не нижче ніж 50. Для будинків з приміщеннями I групи (див. примітку до табл. 11.8) висотою до 4 м допускають застосування природних каменів марок не нижче ніж 50.

**11.14.3** Для кладки стін і стовпів виробничих будинків рекомендовано застосовувати марки розчину не нижче зазначених в таблиці 11.13.

Таблиця 11.13

Група приміщень	Мінімальні марки розчинів кладки	
	стіл	стовпів
I	M2,5	M5
II	M5	M110

**Примітка.** До I групи належать приміщення без динамічних навантажень або ж з машинами 1-ї категорії динамічності. До II групи – приміщення з кранами або ж з машинами 2-ї категорії динамічності.

**11.14.4** При обпиранні на стіни або стовпи перекриттів, на яких розташовані машини 2-ї категорії динамічності, а також підкранових балок, рекомендовано проводити наступні конструктивні заходи:

- а) застосовувати типи стін із суцільних кладок;
- б) посилювати ділянки кладки під опорами перекриттів або балок сітчастим армуванням додатково до необхідного за розрахунком на місцевий стиск. Армування кладки виконують в межах від 1 м до 1,2 м нижче опор через 3 ряди кладки сітками з вічком розміром 100 мм × 100 мм з дроту діаметром від 3 мм до 5 мм;
- в) встановлювати додаткові зв'язки в кутах і перетинах стін в рівні перекриттів з двох стержнів діаметром 8 мм;
- г) при кранах вантажопідйомністю понад 50 кН підсилювати стіни армоцеглиними поясами, причому сумарний переріз арматури в поясі приймають не менше 4 см при глухих стінах і 6 см – при стінах, ослаблених отворами. Пояси і обв'язки розташовують у верхній частині глухих стін, а при наявності прорізів поєднують з перемичками. При наявності мостових кранів пояси розташовують в кладці стін на рівні підкранової балки. В залежності від інтенсивності динамічних дій і висоти будівлі пояса можуть розташовуватися також і в інших рівнях по висоті стіни;
- д) цегляні стовпи і пілястри, що несуть кранові навантаження, крім арматури, зазначеної в підпункті "б" і "в", рекомендовано конструктивно армувати сталевими сітками, що укладають не рідше ніж через 1,5 м по висоті стовпа або пілястри.

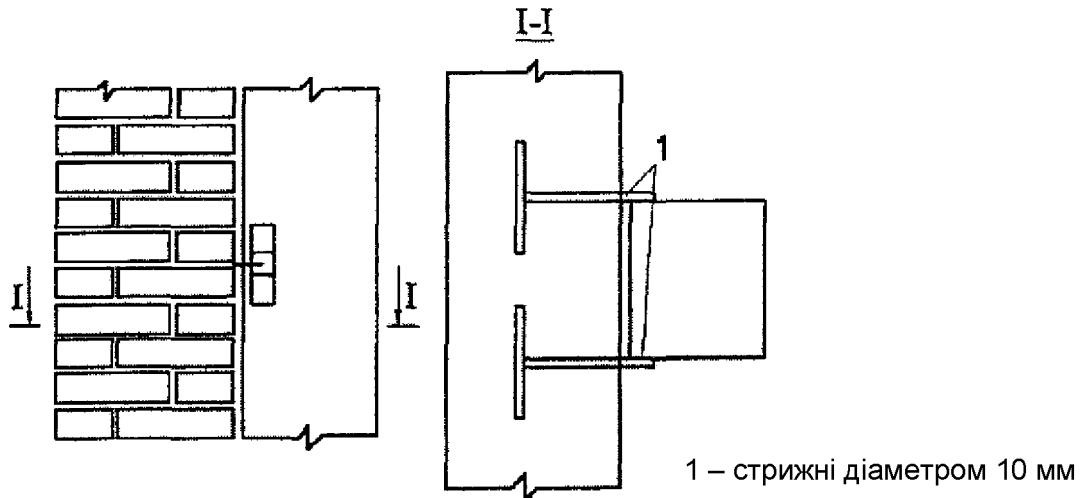
**11.14.5** Під опорами ферм, прогонів і підкранових балок для розподілу тиску укладають залізобетонні плити, що зв'язують пілястри зі стінами.

Під опорними ділянками елементів, що передають місцеві навантаження на кладку, передбачають шар розчину товщиною не більше ніж 15 мм, що має бути зазначено в проекті.

У місцях прикладення місцевих навантажень у випадку, коли це потрібно за розрахунком на зминання, рекомендовано передбачати установку розподільних плит товщиною, кратною товщині рядів кладки, але не менше 15 см, армованих за розрахунком двома сітками із загальною кількістю арматури не менше 0,5 % бетону.

При опиранні ферм, балок покриттів, підкранових балок тощо на пілястри передбачають зв'язок розподільних плит на опорну ділянку кладки з основною стіною. Глибину закладання плит в стіну встановлюють не менше ніж 12 см. Виконання кладки, розташованої над плитами, передбачають безпосередньо після установки плит. Передбачати установку плит в борозни, що залишаються при кладці стін, не допускають.

**11.14.6** Ненесучі стіни в каркасних будинках рекомендовано з'єднувати з колонами гнучкими розв'язками, що допускають можливість незалежних вертикальних деформацій стін та колон (рисунок 11.34).



**Рисунок 11.34** – Гнучкі зв'язки для кріплення ненесучих стін до каркаса

**11.14.7** Зв'язки встановлюють через 1,2 м по висоті колон і забезпечують стійкість стін, а також передачу діючого на них вітрового навантаження на колони каркаса.

**11.14.8** При кранових навантаженнях враховують в розрахунку зниження несучої здатності кладки при повторюваних навантаженнях зменшенням розрахункових опорів відповідно до вказівок ДБН В.2.6-162.

**11.14.9** Стіни сільськогосподарських будівель та споруд проектують з урахуванням вимог ДБН В.2.2-12, ДБН В.2.2-1 і ДБН В.2.2-7.

**11.14.10** Вологісний режим приміщень встановлюється нормами технологічного проектування будівель різного призначення.

**11.14.11** Кам'яні стіни сільськогосподарських будівель виконують з цегли, бетонних і природних каменів. В ненесучих стінах одноповерхових будівель з передбачуваним строком служби 25 років з нормальним і вологим режимом можуть застосовуватися ґрунтобетонні камені і камені з серцевих матеріалів.

**Примітка 1.** Сільськогосподарські будівлі з передбачуваним строком служби 100 років, як правило, не проектують.

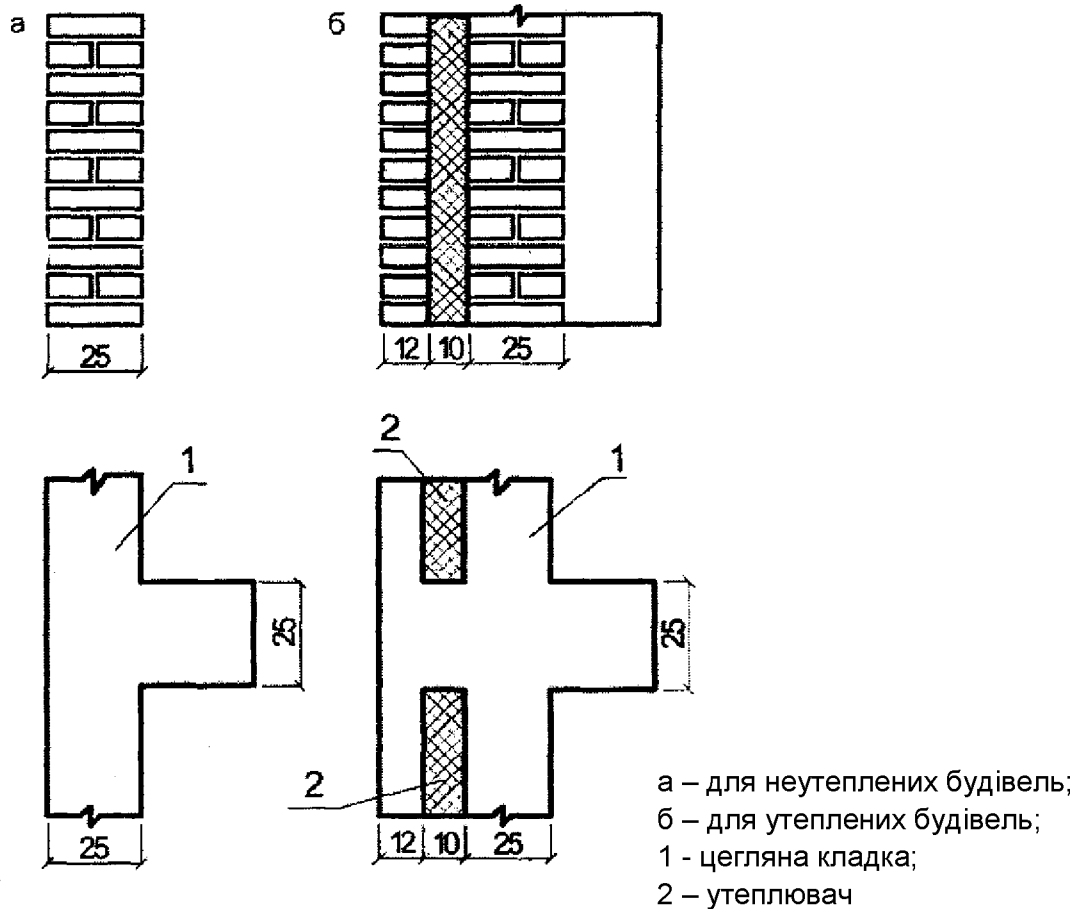
**Примітка 2.** У будинках з вологим режимом з передбачуваним строком служби 25 років допускають застосування каменів з піно- та газобетону за умови влаштування пароізоляції на внутрішній поверхні стіни.

**11.14.12** Товщина суцільних стін і товщина утеплювача в полегшених стінах приймають по теплотехнічному розрахунку з умови невинятання конденсату на внутрішній поверхні стін. Для зовнішніх стін сільськогосподарських будівель з нормальним вологісним режимом рекомендовано застосування полегшеної кладки типу Б з мінеральними засипками (див. 11.46).

**11.14.13** При проектуванні одноповерхових будівель, стіни яких сприймають горизонтальні навантаження (від тиску сипких матеріалів або ґрунту), покриття можуть розглядатися як опори стін, відповідно до 11.2.1. При цьому рекомендовано забезпечувати зв'язок між стіною і покриттям анкерами, перерізи яких визначають розрахунком. В цьому випадку при невеликих вертикальних навантаженнях від ваги покриття товщина стін визначають зазвичай з умови стійкості (величини ексцентриситету нормальної сили). При наявності верхньої опори стіни рекомендовано проектувати з

пілястрами, розташованими з внутрішньої сторони. В заглиблених одноповерхових будівлях, при горизонтальних навантаженнях від тиску ґрунту пілястри розташовують з зовнішнього боку. Відстань між пілястрами (в осях) рекомендовано приймати рівним 2 або 3 м, а товщину стін і ширину пілястр – 25 см (рисунок 11.35). Міцність стін на ділянках між пілястрами перевіряють на вигин по перев'язаному перерізу при дії горизонтальних навантажень. При необхідності утеплення стін плитний утеплювач або мінеральна засипка розташовують з зовнішньої сторони стіни і захищають стінкою завтовшки в півцеглини (12 см), перев'язаною з пілястрами (див. рисунок 11.35).

**11.14.14** Крім впливу вологості повітря приміщень враховують також агресивну дію газового середовища сільськогосподарських будівель на кам'яні матеріали, ступінь якого (в тому числі складів мінеральних добрив), а також необхідність захисту і рекомендовані варіанти захисних покриттів приймають за ДСТУ Б В.2.6–145.



**Рисунок 11.35** – Стіни, що сприймають горизонтальні навантаження

**11.15 Розрахунок вузлів опирання елементів на цегляну кладку**

**11.15.1** Розрахунок вузлів опирання елементів на цегляну кладку проводять відповідно до цього пункту та пункту 8.4.3.

Розрахунок закладення в кладку консольних балок виконують за формулою:

$$V_{Ed} = \frac{f_{dc} ab}{\frac{6e_0}{a} + 1}, \quad (11.48)$$

де  $V_{Ed}$  - розрахункове навантаження від ваги балки та прикладених до неї навантажень;  
 $f_{dc}$  - розрахунковий опір кладки при зминанні;

- a - глибина закладення балки в кладку;
- b - ширина полиць балки;
- e<sub>0</sub> - ексцентриситет розрахункової сили відносно середини закладання

$$e_0 = c + \frac{a}{2},$$

де c - відстань сили V<sub>Ed</sub> від площини стіни.

Необхідну глибину закладання балки в кладку визначають за формулою:

$$a = \frac{2V_{Ed}}{f_{dc} b} - \sqrt{\frac{4V_{Ed}^2}{f_{dc}^2 b^2} + \frac{6V_{Ed} c}{f_{dc} b}}. \quad (11.49)$$

Якщо кріплення кінця балки не задовольняє розрахунки, то рекомендовано збільшити глибину вкладання або укласти розподільні підкладки під балкою і над нею.

Якщо ексцентриситет навантаження відносно центра площі закладення перевищує більш ніж в 2 рази глибину закладання (e<sub>0</sub> > 2a), напруження від стиску можуть не враховувати: розрахунок в цьому випадку здійснюють за формулою:

$$V_{Ed} = \frac{f_{dc} a^2 b}{6e_0}. \quad (11.50)$$

При застосуванні розподільних підкладок у вигляді вузьких балок з шириною не більше 0,33 глибини закладення допускають приймати під ними прямокутну епюру напружень.

**11.15.2** Міцність кладки в межах висоти опорного вузла приймають не менше міцності іншої частини кладки (наприклад, якщо кладка нижче або вище перекриття армована сітками, таке ж армування повинно застосовуватися в опорному вузлі).

**11.15.3** При обпиранні збірних перекриттів на стіни товщиною 25 см і менше зі штучних кам'яних матеріалів кінці залізобетонних настилів або плит на опорах рекомендовано зв'язувати арматурою і замонолічувати. При відсутності замонолічування розрахунковий опір кладки опорних ділянок стін зменшують на 20 %.

## 11.16 Карнизи і парапети

**11.16.1** Розрахунок верхніх ділянок стін в перерізі, розташованому безпосередньо під карнизами, проводять для двох стадій готовності будівлі:

- а) для незакінченої будівлі, коли відсутні дах і горищне перекриття;
- б) для закінченої будівлі.

**11.16.1.1** При розрахунку стіни під карнизом для незакінченої будівлі рекомендовано враховувати такі навантаження:

а) розрахункове навантаження від власної ваги карниза і опалубки (для монолітних залізобетонних і армованих кам'яних карнизів), якщо її підтримують консолі або підкоси, що зароблені в кладці;

б) тимчасове розрахункове навантаження по краю карниза 100 кг на 1 м карниза або на один елемент збірного карниза, якщо він має довжину менше ніж 1 м;

в) характеристичне вітрове навантаження на внутрішню сторону стіни.

**Примітка 1.** Якщо за проектом кінці анкерів, що забезпечують стійкість карниза, закладають під горищним перекриттям, то при розрахунку потрібно враховувати наявність горищного перекриття (повністю або частково).

**Примітка 2.** Розрахунком перевіряють стійкість карниза при незатвердівшій кладці.

**11.16.1.2** Карнизи та ділянки стін під карнизами закінчених будівель розраховують на такі навантаження:

- а) вага всіх елементів будівлі, як тих, що створюють перекидальний момент щодо зовнішньої грані стіни, так і тих, що підвищують стійкість стіни, при цьому вагу даху приймають зменшеною на величину від'ємного тиску від вітрового навантаження;
- б) розрахункове навантаження на край карниза 150 кг на 1 м або на один елемент збірного карниза довжиною менше ніж 1 м;
- в) половина розрахункового вітрового навантаження.

**Примітка.** Снігове навантаження при розрахунку карнизів не враховують.

**11.16.1.3** Загальний винос карниза, утвореного напуском рядів кладки, приймають не більше половини товщини стіни. При цьому винос кожного ряду не перевищує 1/3 довжини каменю чи цегли.

**11.16.1.4** Для кладки карнизів з виносом менше половини товщини стіни і не більше ніж 20 см застосовують ті ж розчини, що і для кладки верхнього поверху. При більшому виносі цегляних карнизів марку розчину для кладки приймають не нижче ніж 50 і перевіряють розрахунком.

**11.16.1.5** Карнизи і парапети при недостатній їх стійкості закріплюють анкерами, закладають в нижніх ділянках кладки. Відстань між анкерами приймають до 2 м, якщо кінці анкерів закріплюють окремими шайбами. При закріпленні кінців анкерів за балку або за кінці прогонів відстань між анкерами може бути збільшено до 4 м. Закладення анкерів виконують не менше ніж на 15 см нижче того перерізу, де вони мають бути за розрахунком.

При залізобетонних горищних перекриттях кінці анкерів закладають під ними.

При збірних карнизах із залізобетонних елементів в процесі зведення забезпечують стійкість кожного елемента.

**11.16.1.6** Анкери розташовують, як правило, в кладці на відстані в 0,5 цегли від внутрішньої поверхні стіни. Анкери, розташовані зовні кладки, рекомендовано захищати шаром цементної штукатурки товщиною 3 см (від поверхні анкера).

При кладці на розчинах марки 10 і нижче анкери закладають в борозни з подальшим закладенням її бетоном.

**11.16.1.7** Перетин анкера допускають визначати по зусиллю, що визначають за формулою:

$$N = \frac{M_{Ed}}{0,85h_0}, \quad (11.51)$$

де  $M_{Ed}$  - найбільший згинальний момент від розрахункових навантажень;

$h_0$  - відстань від стиснутого краю перерізу стіни до осі анкера (розрахункова висота перерізу).

**11.16.1.8** Кладку стін під карнизами перевіряють на позацентровий стиск. За відсутності анкерів, а також при наявності анкерів в перетині на рівні їх закладення ексцентриситети більш ніж 0,7у не рекомендують.

У всіх випадках перевіряють розрахунком всі вузли передачі зусиль (місця закладення анкерів, анкерних балок тощо).

**11.16.1.9** Парапети розраховують в нижньому перетині на позацентровий стиск при дії навантажень від власної ваги і розрахункового вітрового навантаження, що приймають з аеродинамічним коефіцієнтом 1,4. За відсутності анкерів ексцентриситети більш ніж 0,7у не рекомендують.

**11.16.1.10** Навантаження, що підвищують стійкість карнизів і парапетів, приймають з коефіцієнтом 0,9.

**11.16.2** Для пристрою карнизів з виносом, що перевищують половину товщини стіни, див. 11.16.1.3, застосовують залізобетонні плити або балки, що закріплюють за допомогою анкерів, латають в нижніх ділянках кладки, а в будинках зі стінами з цегляних панелей і блоків (бетонних і цегляних) – спеціальні карнизні блоки.

**11.16.3** При великих виносах карнизів для зменшення їх ваги застосовують збірні залізобетонні порожнисті карнизи.

**11.16.4** При розрахунку стіни під карнизом незакінченого будинку (при відсутності даху і горищного перекриття) нормативна вітрова навантаження на внутрішню сторону стіни приймають на рівні вище сусідніх стін.

**11.16.5** Якщо за проектом кінці анкерів закладають під горищним перекриттям, то при розрахунку враховують наявність горищного перекриття (повністю або частково) та в кресленнях повинно бути зроблено вказівку про укладання плит перекриття до пристрою карниза.

## 11.17 Перемички

**11.17.1** Для перекриття отворів в кам'яних стінах слід, як правило, застосовувати залізобетонні перемички, які розраховують як балки.

Залізобетонні перемички розраховують на навантаження від перекриттів і на тиск від свіжеукладеної, незатверділої кладки, еквівалентну вазі пояса кладки висотою рівною 0,33 прольоту для кладки в літніх умовах та цілому прольоту для кладки в зимових умовах (у стадії відтавання).

**Примітка 1.** Допускають при наявності відповідних конструктивних заходів (виступи в збірних перемичках, випуски арматури тощо) враховувати спільну роботу кладки з перемичкою.

**Примітка 2.** Навантаження на перемички від балок і настилів перекриттів не враховують, якщо вони розташовані вище квадрата кладки зі стороною, рівною прольоту перемички, а при кладці, що відтає, виконаної способом заморожування, - вище прямокутника кладки з висотою, рівній подвоєному прольоту перемички в світлу. При відтаванні кладки перемички допускають посилювати постановкою тимчасових стояків на клинах на період відтавання і первісного тверднення кладки.

**Примітка 3.** У вертикальних швах між брусковими перемичками, у випадках коли забезпечується необхідний опір їх теплопередачі, передбачають укладання утеплювача.

Рекомендовано перевіряти міцність кладки при зминанні під опорами перемичок.

**11.17.2** При розрахунку кладки на зминання в опорних перетинах перемичку розраховують як на опорах по 11.15.1 при дотриманні умови:

$$\frac{M_{Ed}}{a} < N, \quad (11.52)$$

де  $M_{Ed}$  - згинальний момент в перемичці в зоні закладання;

$N$  - зусилля затискання опори перемички, що діє по контакту з кладкою над опорою перемички, від ваги кладки та інших вертикальних навантажень;

$a$  - глибина закладання перемички.



**Примітка.** При визначенні зусилля  $N$  допускають включати вагу кладки і навантаження від перекриттів за межами опори перемички, обмежений кутом  $40^\circ$  від вертикалі.

**11.17.3** Розрахунок закладання залізобетонних перемичок в кладці проводять відповідно до 11.15.1. При цьому ексцентриситет прикладання навантаження щодо середини закладення визначають за формулою:

$$e_0 = \frac{M_{ed}}{V_{ed}}, \quad (11.53)$$

де  $V_{ed}$  - опорна реакція перемички.

Якщо умова (11.53) не дотримується, то перемичку розраховують як балку, що вільно лежить, і розрахунок кладки на зминання під її опорами проводять за 7.15.

**11.17.4** При відсутності залізобетонних перемичок допускають застосування кам'яних (рядових, клинчастих і арочних), проектування яких здійснюють за вказівками 11.17.5.

**11.17.5** Прольоти неармованих кам'яних перемичок при марці цегли або каменю 75 і вище приймають не більше вказаних в таблиці 11.14.

**Таблиця 11.14**

Марка розчину	Максимальні прольоти перемичок, м			
	рядових	клинчастих	арочних при висоті підйому	
			1/8-1/12 прольоту	1/5-1/6 прольоту
M5-M10	2	2	3,5	4
M2,5	1,75	1,75	2,5	3
M1	—	1,5	2	2,5
M0,4	—	1,25	1,75	2,25

**Примітка 1.** Максимальні прольоти перемичок з цегли, бетонних і природних каменів марок 35-50 зменшуються множенням на коефіцієнт 0,8.

**Примітка 2.** Арочні перемички з прольотами більше зазначених у цій таблиці конструюють і розраховують як арки.

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

**11.17.6** Найменша конструктивна висота неармованих кам'яних перемичок вказана в таблиці 11.15.

**Таблиця 11.15**

Марка розчину	Найменша конструктивна висота перемичок (в долях від прольоту)			
	рядових		клинчастих	арочних
	із цегли	із каменю		
M2,5 і вище	0,25	0,33	0,12	0,06
M1	—	—	0,15	0,08
M0,4	—	—	0,20	0,10

**Примітка.** Під конструктивною висотою перемички розуміють:

для рядової перемички - висота пояса кладки на розчині підвищеної міцності;

для клинчастої і арочної перемичок - висота пояса 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.

**11.17.7** У рядових перемичках щоб уникнути випадання цеглин або каменів з нижнього ряду під ним необхідно укласти шар розчину товщиною від 2 см до 3 см і арматуру в кількості не менше одного стержня перетином 0,2 см на кожні 13 см товщини стіни.

**11.17.8** Рядові, клинчасті і абочні перемички розраховують як арки. При розподілі розпору відстань кривої тиску від верху перемички в замку і від низу перемички в п'ятах приймають згідно з таблицею 11.16.

**Таблиця 11.16**

Марка розчину	Величина $d$ в долях від розрахункової висоти перемички $c$	
	при марці цегли і каменю 75 і вище	при марці каменю 50 і нижче
M10	0,1	—
M5	0,12	0,15
M2,5	0,15	0,2
M1	0,2	0,25
M0,4	0,25	0,3

**Примітка 1.** Під розрахунковою висотою перемички розуміють висоту перемички до рівня опирання: балок або настилу перекриття.

**Примітка 2.** За відсутності навантаження на перемички від перекриттів або інших конструкцій, крім власної ваги, розрахункову висоту перемички приймають 0,33 прольоту.

**Примітка 3.** Для абочних перемичок розрахункову висоту приймають від рівня п'ят до рівня опирання балок або настилу перекриття (включаючи висоту підйому перемички).

**11.17.9** Величину розрахункового розпору  $H$  рядових, клинчастих і абочних перемичок визначають за формулами:

- в перемичках без затягувань:

$$H = \frac{M_{Ed}}{c - 2d}, \quad (11.54)$$

- в перемичках з затягуванням:

$$H = \frac{M_{Ed}}{h_0 - d}, \quad (11.55)$$

де  $M_{Ed}$  - величина найбільшого розрахункового згинального моменту в перемичці, що визначають як для балки, що вільно лежить, від власної ваги перемички і від тиску кінців балок, прогонів і настилу, що спираються на перемичку;

$c$  - розрахункова висота перемички;

$h_0$  - відстань від верху розрахункової частини перемички до осі затягування;

$d$  - відстань кривої тиску в замку від верху перемички в замку і від низу перемички в п'ятах.

**Примітка.** Навантаження від власної ваги перемичок визначають з урахуванням вказівок 11.17.1.

**11.17.10** Міцність кладки перемички в замку і на опорах перевіряють на дію розпору, що виникає в перемичці, яку розглядають як позацентрово прикладену в горизонтальному напрямку силу з ексцентриситетом:

$$e_0 = \frac{c}{2} - d. \quad (11.56)$$

При цьому розрахунок розтягнутої зони перемички з розкриття тріщин не проводять.

**11.17.11** У крайніх перемичках (у кутах будівлі) додатково перевіряють міцність п'яти на зріз і міцність кутового простінка на дію розпору перемички  $H$ .

Міцність п'яти перемички на зріз перевіряють відповідно до 8.5.3. Міцність кутового простінка за відсутності зтяжок перевіряють на позацентровий стиск у площині стіни при дії вертикальної поздовжньої сили і розпору  $H$ . Величину ексцентриситету рівнодіючої на рівні підвіконня приймають меншою ніж  $l_u = 0,7y$ .

Якщо опір п'яти зрізу або кутового простінка на позацентровий стиск недостатній, для сприйняття розпору в перемичках потрібна установка зтяжок, які закладають в кладку на глибину не менше ніж 50 см від краю отвору. Переріз зтяжок перевіряють за формулою:

$$H \leq f_{ud} A_s, \quad (11.57)$$

де  $A_s$  - площа перерізу зтяжки.

### **11.18** Висячі стіни (стіни, що спираються на рандбалки)

**11.18.1** Кладку висячих стін, підтримуваних рандбалками, перевіряють на міцність при зминанні в зоні над опорами рандбалок. Перевіряють також міцність кладки при зминанні під опорами рандбалок. Довжину епюри розподілу тиску в площині контакту стіни і рандбалки визначають в залежності від жорсткості кладки і рандбалки. При цьому рандбалку замінюють еквівалентним за жорсткістю умовним поясом кладки, висоту якого визначають згідно з формулою:

$$H_0 = 2\sqrt{\frac{0,85E_b I_{red}}{Eh}}, \quad (11.58)$$

де  $E_b$  - початковий модуль пружності бетону;

$I_{red}$  - момент інерції приведенного перерізу рандбалки, що приймають відповідно до ДБН В.2.6-98;

$E$  - модуль деформації кладки;

$H$  - товщина висячої стіни.

Жорсткість сталевих рандбалок визначають як добуток  $E_s I_s$ , де  $E_s$  і  $I_s$  - модуль пружності сталі і момент інерції перерізу рандбалки.

**11.18.1.1** Епюру розподілу тиску в кладці над проміжними опорами нерозрізних рандбалок приймають по трикутнику при  $a \leq 2s$  і по трапеції при  $3s \geq a > 2s$  з меншою її основою, рівною  $a - 2s$ . Максимальну величину напружень зминання  $\sigma_c$  (висота трикутника або трапеції) визначають з умови рівності об'єму епюри тиску і опорної реакції рандбалки за формулами:

при трикутній епюрі тиску ( $a \leq 2s$ )

$$\sigma_c = \frac{2N}{(a + 2s)h}; \quad (11.59)$$

при трапецієподібній епюрі тиску ( $3s > a > 2s$ )

$$\sigma_c = \frac{N}{ah}, \quad (11.60)$$

де  $a$  - довжина опори (ширина простінка);

$N$  - опорна реакція рандбалки від навантажень, розташованих в межах її прольоту і довжини опори, за вирахуванням власної ваги рандбалки;

$s = 1,57 H_0$  - довжина ділянки епюри розподілу тиску в кожному сторону від межі опори;

$h$  - товщина стіни.

Якщо  $a > 3s$ , то у формулі замість  $a$  приймають розрахункову довжину опори  $a_1 = 3s$ , складається з двох ділянок довжиною по  $1,5s$  з кожного боку простінка.

**11.18.1.2** Епюру розподілу тиску над крайніми опорами рандбалок, а також над опорами однопрогонових рандбалок приймають трикутною з основою:

$$l_c = a_1 + a_2, \quad (11.61)$$

де  $s_1 = 0,9 H_0$  - довжина ділянки розподілу тиску від грані опори;

$a_1$  - довжина опорної ділянки рандбалки, але не більше  $1,5H$  ( $H$  - висота рандбалки).

Максимальне напруження над опорою рандбалки:

$$\sigma_c = \frac{2N}{(a_1 + s_1)h}; \quad (11.62)$$

**11.18.1.3** Міцність кладки висячих стін при місцевому стиску в зоні, розташованій над опорами рандбалок, перевіряють за вказівками, наведеними в 8.4.2-8.4.3.

Розрахунок на місцевий стиск кладки під опорами нерозрізних рандбалок виконують для ділянки, розташованої в межах опори довжиною не більше  $3H$  від її краю ( $H$  - висота рандбалки) і довжиною не більше  $1,5H$  для однопрогонових рандбалок і крайніх опор нерозрізних рандбалок.

Якщо розраховують перетин розташований на висоті  $H_1$  над верхньою гранню рандбалки, то при визначенні довжини ділянок  $s$  і  $s_1$  приймають висоту пояса кладки

$$H_{01} = H_0 + H_1.$$

Розрахункову площу перерізу  $A$  при розрахунку висячих стін на місцевий стиск приймають: в зоні, розташованій над проміжними опорами нерозрізних рандбалок, як для кладки, завантаженої місцевої навантаженням в середній частині перерізу; в зоні над опорами однопрогонових рандбалок або крайніми опорами нерозрізних рандбалок, а також при розрахунку кладки під опорами рандбалок як для кладки, завантаженої на краю перерізу.

**11.18.1.4** Епюру розподілу тиску в кладці висячих стін при наявності прорізів приймають по трапеції, при чому площа трикутника, який віднімають від епюри тиску в межах отвору, замінюють рівновеликою площею паралелограма, що додають, до іншої частини епюри при розташуванні прорізів на висоті  $H_1$  над рандбалкою довжина ділянки  $s$  відповідно збільшується (11.18.1.3).

**11.18.1.5** Розрахунок рандбалок проводять на два випадки завантаження:

а) на навантаження, що діють в період зведення стін. При кладці стін з цегли, керамічних каменів або звичайних бетонних каменів приймають навантаження від власної ваги незатверділої кладки висотою рівною  $0,33$  прольоту для кладки в літніх умовах та цілій прольоту - для кладки в зимових умовах (у стадії відтавання при виконанні кладки способом заморожування).

При кладці стін з великих блоків (бетонних або цегельних) висоту пояса кладки, на навантаження від якого мають бути розраховані рандбалки, приймають рівною  $0,5$  прольоту, але не менше висоти одного ряду блоків. При наявності прорізів і висоті пояса кладки від верху рандбалок до підвіконь менше  $0,33$  прольоту враховують також

вагу кладки стін до верхньої межі залізобетонних або сталевих перемичок. При рядових, клинчатих і аркових перемичках враховують вагу кладки стін до позначки, що перевищує позначку верху отвору на 0,33 його ширини;

б) на навантаження, що діють в закінченому будівлі. Ці навантаження визначають виходячи з наведених вище епюр тисків, що передаються на балки від опор і підтримуваних балками стін.

Кількість і розташування арматури в балках встановлюють по максимальним величинам згинальних моментів і поперечних сил, визначених за двома зазначеним вище випадкам розрахунку.

**11.18.2** Розрахунок кладки або бетону на зминання під опорами рандбалок проводять як для перемичок (відповідно до 11.17.2 і 11.17.3), при цьому рандбалки приймають закладеними в опорних перетинах. Розрахункові опори кладки при зминанні приймають за 8.4.2 – 8.4.3. Розрахункові довжини закладення нерозрізних і однопрогонових рандбалок вказані в 11.18.1.3. Розрахунковий опір бетону при зминанні визначають за ДБН В.2.6–98.

**11.18.3** Вказівки, наведені в 8.4.3, 11.14.5, 11.15.1 та 11.18.1, поширюються на розрахунок висячих стін на затверділому розчині при відношенні висоти стіни до її прольоту не менше 0,5. При незатверділому розчині кладку розглядають тільки як навантаження на рандбалку, 11.18.1.5а.

**11.18.4** Статичний розрахунок стін, що спираються на рандбалки, може здійснюватися також методами теорії пружності. При цьому стіну і підтримуючі її рандбалки розглядають як балка-стінка, що складається з двох ідеально пружних матеріалів, нелінійність деформацій яких умовно враховують зменшенням їх модулів пружності, 11.18.1.

**11.18.5** Епюра розподілу тиску в кладці висячих стін при наявності прорізів приймають за вказівками 11.18.1.4.

Прорізи в висячих стінах розташовують, як правило, в одному вертикальному ряду в межах середньої ділянки між опорами. Прорізи, розташовані безпосередньо над рандбалками в зонах, прилеглих до опор, збільшують величину напружень в стінах і погіршують умови роботи рандбалок.

**11.18.6** Міцність кладки стін при місцевому стисненні над опорами рандбалок перевіряють за вказівками 8.4.2-8.4.3.

**11.18.7** У разі необхідності висяча стіна, викладена з цегли, керамічних, бетонних або природних каменів, при висоті ряду кладки не більше ніж 150 мм може бути посилена сітчастим армуванням в зоні, розташованій над і під опорами рандбалки. В цьому випадку величина розрахункового опору кладки при місцевому стисненні  $f_{dc}$  приймають рівною розрахункового опору кладки з сітчастим армуванням  $f_{sk}$ . Висота зони кладки, посиленої сітчастим армуванням, обмежується перетином, в якому міцність неармованої кладки виявиться достатньою.

При недостатній міцності висячої стіни, викладеної з бетонних або природних каменів з висотою ряду більше ніж 150 мм, для яких підсилення сітчастим армуванням є малоефективним, рекомендовано підвищити жорсткість рандбалок, що збільшить довжину площі зминання.

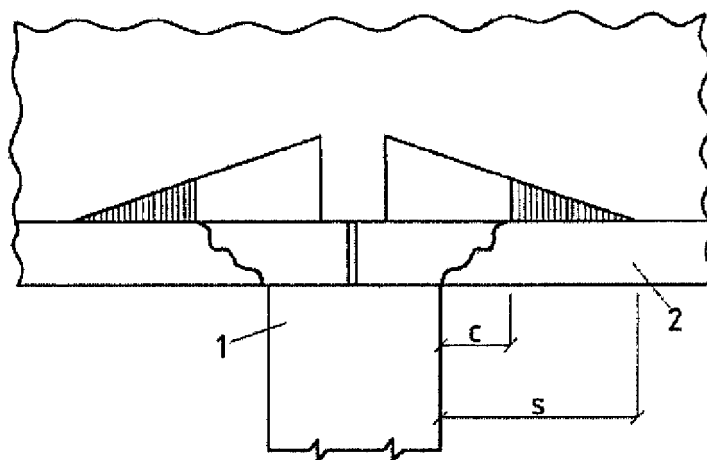
**11.18.8** Розрахунок рандбалок проводять на два випадки завантаження: в період зведення стін і в період експлуатації зведеної будівлі.

При розрахунку рандбалок на навантаження, що діють в період зведення стін, також враховують навантаження від перекриттів, розташованих в межах квадрата кладки висотою рівною прольоту рандбалки.

**11.18.9** У складних випадках (наприклад, при розташуванні прорізів над опорами рандбалки, при двох або більше вертикальних рядах прорізів тощо) рандбалки наближено може бути розрахована на всю навантаження від стіни, приймаючи рівномірний розподіл тиску в кожному простінку, спирається на рандбалки. При цьому приймають, що до кожного простінку прикладені навантаження, що знаходяться між вісями примикають до простінку прорізів.

**11.18.10** При симетричному розташуванні двох вертикальних рядів отворів навантаження, що знаходиться між вісями примикають до простінку прорізів, допускають множити на коефіцієнт, що дорівнює 0,3. При цьому величина опорних реакцій рандбалки визначають за навантаженням, які діють в межах її довжини без понижувальних коефіцієнтів.

**11.18.11** Поперечна сила у опор рандбалки приймають рівною рівнодіючої всіх навантажень, розташованих в межах половини прольоту рандбалки, який відсікається похилим перерізом (рисунок 11.36). Розрахунок рандбалки по похилому перерізу на дію поперечних сил здійснюють за ДБН В.2.6–98.



1 – колона; 2 – рандбалка

**Рисунок 11.36** – Визначення поперечної сили в опорах рандбалки

**Приклад 15.** Розрахунок висячої стіни промислової будівлі

Перевірити міцність зовнішньої цегляної стіни промислової будівлі товщиною 0,38 м, що спирається на залізобетонні однопрогонові рандбалки. Стіна викладена з глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на розчині марки 50.

Рандбалки виготовлені з бетону марки 250, мають трапецієподібне поперечний переріз висотою 0,45 м.

Довжина рандбалок, покладених на обрізи залізобетонних фундаментів, дорівнює 5,95 м. У стіні над рандбалкою є дверний проріз, розташований на відстані 0,4 м від межі опори (рисунок 11.37).

Опорна реакція рандбалки за вирахуванням навантаження від власної ваги = 550 кН (55 тс).

Момент інерції приведенного перерізу рандбалки =  $264 \cdot 10^4$  м.

За формулою пункту 11.18.1 визначаємо висоту пояса кладки  $H_0$ , еквівалентного по жорсткості рандбалки. Для бетону класу С20  $E_b = 2,65 \cdot 10^4$  МПа.

Жорсткість рандбалки дорівнює:

$$0,85E_{bI_{red}} = 0,85 \cdot 2,65 \cdot 10^4 \cdot 264 \cdot 10^5 = 59,5 \text{ МН} \cdot \text{м}^2.$$

Розрахунковий опір стиску кладки з цегли марки 100 на розчині марки 50 знаходимо згідно з таблицею 1 додатка Р ДБН В.2.6-162:  $f_d = 1,5$  МПа.

Середню границю міцності кладки визначимо за формулою  $f_u = f_d \cdot \gamma_m$ . Відповідно до таблиці 14 додатка Р ДБН В.2.6-162:  $\gamma_m = 2$ , отже  $f_u = 2 \cdot 1,5 = 3$  МПа.

Пружна характеристика кладки  $\alpha = 1000$ , згідно з ДБН В.2.6-162.

Модуль пружності кладки за формулою:  $E = 0,5E_0 = 0,5 \cdot 1000 \cdot 3 = 1,5 \cdot 10^3$  МПа.

За формулою з пункту 11.18.1:

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{0,85E_{bI_{red}}}{Eh}} = 2\sqrt[3]{\frac{59,5}{15 \cdot 10^3 \cdot 0,38}} = 0,94 \text{ м.} \quad (11.63)$$

Довжина епюри тиску за формулою без врахування впливу отвору:

$$l_c = a_1 + s_1 = 0,475 + 0,9 \cdot 0,94 = 1,32 \text{ м.}$$

Довжина епюри тиску за вирахуванням прорізу дорівнює:

$$l_1 = 0,475 + 0,4 = 0,875 \text{ м;}$$

$$l_2 = l_c - l_1 = 1,32 - 0,875 = 0,445 \text{ м.}$$

Площа зминання  $A_c = 0,875 \cdot 0,38 = 0,333 \text{ м}^2$ .

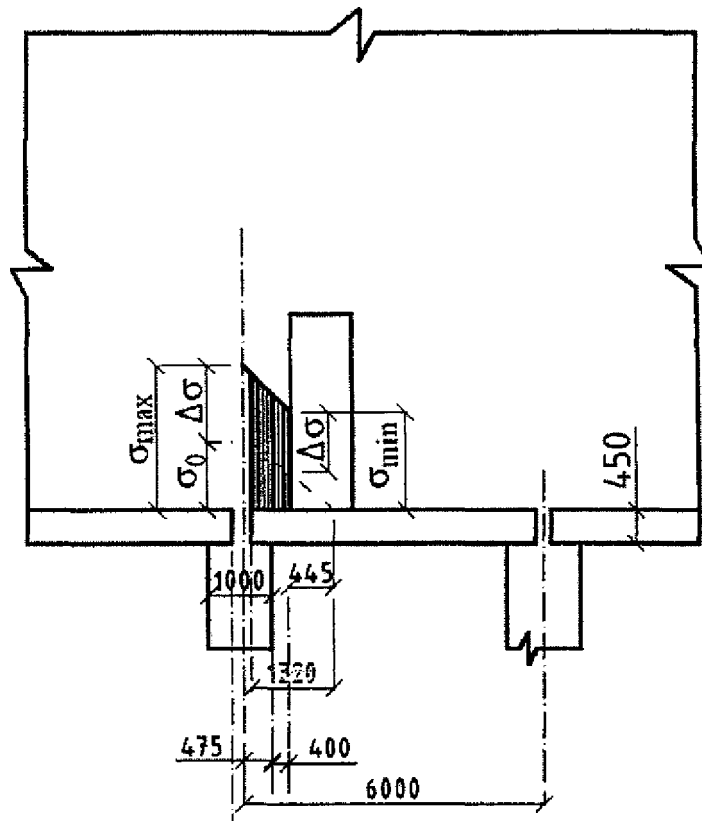


Рисунок 11.37 – Визначення висоти пояса кладки, еквівалентного за жорсткістю рандбалці

В даному випадку внаслідок наявності отвору розрахункова площа перерізу при місцевому стиску дорівнює площі зминання, при цьому  $f_{loc} = f_d = 1,5$  МПа. Максимальну величину напруження зминання визначають за формулою:

$$\sigma_c = \frac{2N}{(a_1 + s_1)h} = \frac{2 \cdot 550}{1,32 \cdot 0,38} = 2190 \text{ кПа} = 2,19 \dots \text{МПа}.$$

$$\text{Напруження біля краю отвору } \sigma_c = 219 \frac{0,445}{1,32} = 0,74 \text{ МПа}.$$

Площа епюри тиску в межах отвору дорівнює:

$$A = 0,74 \cdot 0,445 \cdot 0,5 = 0,165 \text{ МН/м}.$$

При заміні площі епюри тиску в межах отвору рівновеликої площі паралелограма на ділянці стіни, розташованій над опорою рандбалки, збільшення напруження на цій ділянці складе:

$$\Delta\sigma = \frac{0,165}{0,875} = 0,19 \text{ МПа}.$$

Величини крайових напружень на ділянці стіни, розташованій над опорою рандбалки, складають:

$$\sigma_{\max} = 2,19 + 0,19 = 2,38 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\min} = 0,74 + 0,19 = 0,93 \text{ МПа}.$$

Величина коефіцієнта повноти епюри тиску дорівнює:

$$\psi = \frac{2,38 + 0,93}{2 \cdot 2,38 \cdot 0,875} \cdot 0,875 = 0,7.$$

Коефіцієнт  $d = 1,5 - 0,5 \psi = 1,15$ . Розрахункову несучу здатність кладки над опорою рандбалі визначають за формулою:

$$N_{Ed} = \psi d f_{dc} A_c = 0,7 \cdot 1,15 \cdot 1,5 \cdot 0,333 = 0,402 \text{ МН} = 402 \text{ кН} < N = 550 \text{ кН}.$$

Оскільки несуча здатність кладки при розчині марки М5 недостатня, приймаємо розчин марки 100 на ділянці стіни, що примикає до отвору і розташованому над опорою рандбалки. При цьому розрахунковий опір кладки збільшиться до  $f_d = 1,8$  МПа, а розрахункова несуча здатність кладки зросте до 482 кН < 550 кН (незначне зменшення величин  $N_0$  і  $l_c$ , викликане підвищенням модуля деформації кладки, не враховують). Оскільки підвищення марки розчину не забезпечує необхідної несучої здатності кладки, підсилюємо її на даній ділянці сітчастим армуванням. Як видно з формул вище, кладка з сітчастим армуванням і неармована кладка мають однаковий модуль пружності, тому величини  $N_0$  і  $l_c$  не змінюються. Розрахунковий опір армованої кладки:

$$f_{sk} = \frac{550}{0,7 \cdot 1,5 \cdot 0,333} = 2050 \text{ кПа} = 2,05 \text{ МПа}.$$

За формулою визначаємо

$$\frac{2\mu f_{ud}}{100} = f_{sk} - f_d = 2,05 - 1,5 = 0,55 \text{ МПа}.$$

Для армованої кладки приймаємо звичайний арматурний дріт діаметром 4 мм – з площею поперечного перерізу  $A_s = 0,126 \text{ см} = 0,126 \cdot 10 \text{ м}$ . Розрахунковий опір дроту  $f_{ud} = 200$  МПа. Відсоток армування за обсягом дорівнює  $\mu = 0,55 \cdot 100 / (2 \cdot 200) = 0,138$ . Арматурні сітки з квадратною чарункою укладаємо через три ряди кладки по висоті.



При цьому відстань між сітками  $s = 0,23$  м. З формули, визначаємо розмір осередку:  $c = (2A \cdot 100) \mu = (2 \cdot 0,126 \cdot 10^{-4} \cdot 100)/0,138 = 0,08$  м. При  $c = 0,08$  м по товщині стіни розміщують 5 стрижнів сітки, які встановлюють в межах всієї висоти отвору. Застосування сітчастого армування забезпечило необхідну міцність кладки під опорою рандбалки.

#### **Приклад 16. Розрахунок висячої стіни житлового будинку.**

Перевірити міцність зовнішньої висячої стіни цегляного житлового будинку товщиною 0,51 м, що спирається на залізобетонні однопрогонові рандбалки. Стіна викладена з силікатної цегли марки 100 на розчині марки 50. Рандбалка виготовлена з бетону класу В25 висотою 0,45 м.

Довжина рандбалок, покладених на обрізи залізобетонних фундаментів,  $l = 5,9$  м. Висота стіни – 5 поверхів, висота поверху – 2,7 м. У стіні над рандбалкою є два ряди симетрично розташованих віконних прорізів шириною 1,5 м. Відстань від отвору до країв рандбалки 0,85 м. Ширина міжвіконного простінка  $b_1 = 1,2$  м. Відстань між осями отворів  $b = 2,7$  м (рисунки 11.38).

Опорна реакція рандбалки з урахуванням розрахункових навантажень, що припадають на несучу висячу стіну, за вирахуванням навантаження від її власної ваги, дорівнює  $N = 505$  кН (50,5 тс).

Зусилля, що припадає на міжвіконний простінок, з урахуванням понижуючого коефіцієнта 0,3 рівне:

$$N_1 = (0,3 \cdot 2Nb)/l = (0,3 \cdot 2 \cdot 505 \cdot 2,7)/5,9 = 139 \text{ кН.}$$

Момент інерції приведенного перерізу рандбалки  $I_{red} = 305 \cdot 10^{-5}$  м.

Для бетону класу В25  $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ .

Жорсткість рандбалки визначають за формулою

$$0,85 E_b I_{red} = 0,85 \cdot 2,9^4 \cdot 10 \cdot 305 \cdot 10^{-5} = 75,2 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Розрахунковий опір стиску кладки із силікатної цегли марки 100 на розчині марки 50  $f_d = 1,5$  МПа, див. табл. 1 додатка Р ДБН В.2.6-162.

Пружна характеристика кладки  $\alpha = 700$ .

Середня границя міцності кладки  $f_u = 2 f_d = 3,0$  МПа.

Модуль пружності кладки дорівнює:  $E = 0,5E_0 = 0,5 \cdot 700 \cdot 3,0 = 1,05 \cdot 10^3$  МПа.

Висоту пояса кладки  $H_0$ , еквівалентного за жорсткістю рандбалки, визначаємо за формулою:

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{0,85E_b I_{red}}{Eh}} = 2\sqrt[3]{\frac{75,2}{1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,51}} = 1,04 \text{ м}.$$

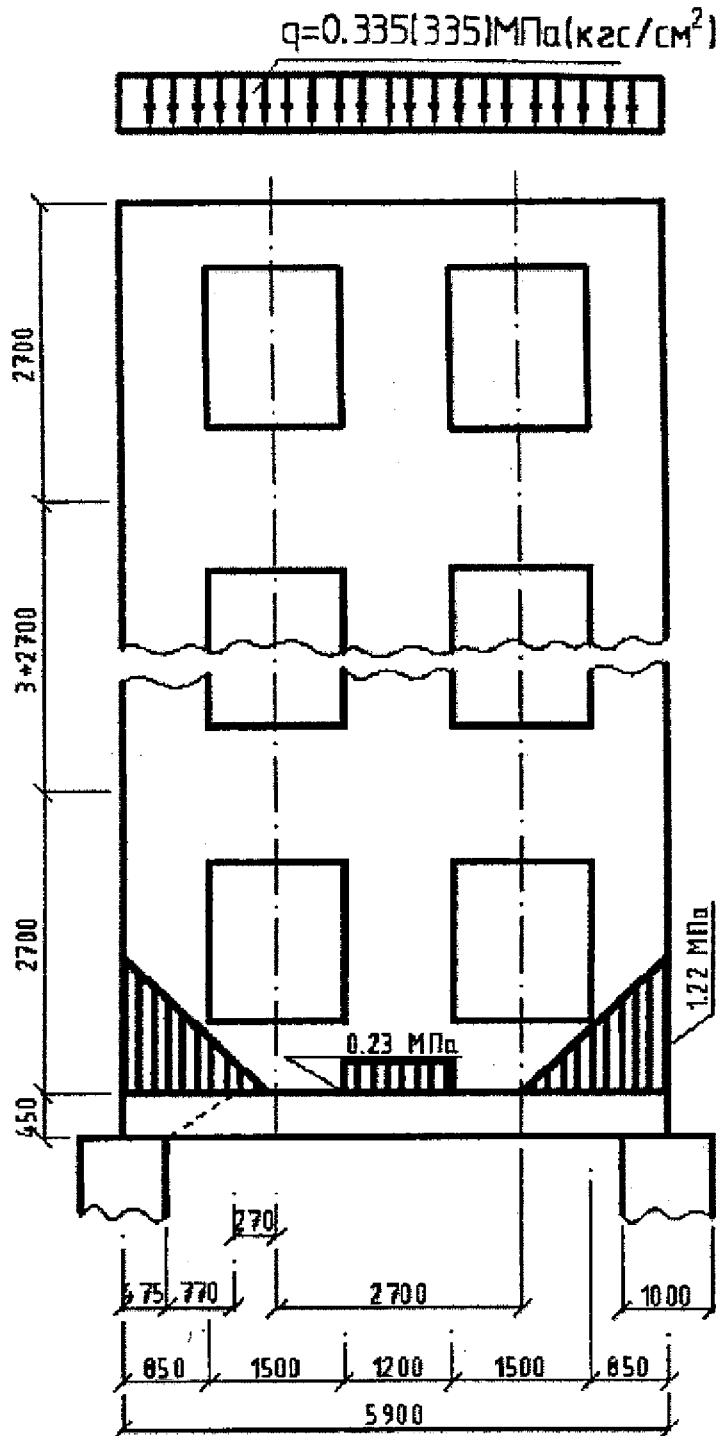
Довжина ділянки розподілу тиску від граней опори дорівнює  $s_1 = 0,9H_0 = 0,93$  м. Довжина опорної ділянки рандбалки  $a_1 = 0,475$  м. Основа епюри розподілу тиску над опорою рандбалок дорівнює:  $l_c = a_1 + c_1 = 1,405$  м. Площа зминання  $A_c = 0,7165$  м<sup>2</sup>.

Найбільше напруження над опорою рандбалки:

$$\sigma_c = \frac{2N - N_1}{l_c b} = \frac{2 \cdot 505 \cdot 2 - 139}{1,405 \cdot 0,5} = 1230 \text{ кПа} = 1,23 \text{ МПа}.$$

Напруження в міжвіконному простінку дорівнює:

$$\sigma = \frac{139}{1,2 \cdot 0,5} = 230 \text{ кПа} = 0,23 \text{ МПа}.$$



**Рисунок 11.38** – Стіна житлового будинку, що спирається на рандбалки

Внаслідок наявності прорізів у прольоті розрахункова площа при місцевому стиску дорівнює площі зминання, тобто  $f_{dc} = f_d$  1,5 МПа.

Розрахункову несучу здатність  $N_{Ed}$  кладки над опорою рандбалки визначають за формулою:

$$N_{Ed} < \psi \cdot d \cdot f_{dc} \cdot A_c = 0,75 \cdot 1,5 \cdot 0,7165 = 0,806 \text{ МН} = 806 \text{ кН} > 435 \text{ кН.}$$

Несуча здатність кладки забезпечена.

Розрахунок на дію згинального моменту і поперечної сили в рандбалці в даному прикладі не наводять. Однак при визначенні величини поперечної сили враховують тільки частину епюри тиску, розташовану між точками перерізу верхньої межі рандбалки з невідгидним похилим перерізом у опор. Як приклад розглянемо конструкцію рандбалки, яка для сприйняття поперечних сил у опор армована хомутами діаметром 10 А240 з кроком 0,1 м.

Довжину проєкції найневідгиднішого перерізу знайдемо за формулою:

$$c_0 = \sqrt{k_2 f_{xd2} b h_0^2 u / (f_{sw} A_w + \sigma_1 b u)} = 0,49 \text{ м}, \quad (11.64)$$

де  $k_2 = 2$  - для важкого бетону;

$f_{xd2} = 1,0$  МПа - розрахунковий опір бетону на осьовий розтяг;

$b = 0,5$  м - ширина рандбалки;

$h_0 = 0,4$  м - робоча висота перерізу;

$f_{sw} = 170$  МПа - розрахунковий опір поперечної арматури розтягу для граничних станів першої групи;

$A_w = 157 \cdot 10^{-6}$  м<sup>2</sup> - площа перерізу хомутів;

$u = 0,1$  м - відстань між хомутами в приопорній зоні рандбалки;

$\sigma_1 = (\sigma_c c_1 / l_c) = (1,23 \cdot 0,93) / 1,405 = 0,81$  МПа - напруження над краєм опори рандбалки.

Епюра розподілу тиску на рандбалки показана на рисунку 11.38.

Напруження на відстані  $c_0$  від - граней опор дорівнює:

$$\sigma_0 = \sigma_c \left( \frac{l_c - a_1 - c_0}{l_c} \right), \quad (11.65)$$

$$\sigma_0 = 1,23 \left( \frac{1,405 - 0,475 - 0,49}{1,405} \right) = 0,38 \text{ МПа}.$$

Поперечна сила на відстані  $c_0$  від опори рандбалки дорівнює:

$$V_{Ed} = (\sigma_0 h c_0 + N_1) / 2 = (0,38 \cdot 0,5 \cdot 0,44 + 139 \cdot 10^{-3}) / 2 = 0,112 \text{ МН} \approx 112 \text{ кН} (11,2 \text{ тс}).$$

#### **Приклад 17.** Розрахунок на місцевий стиск кладки під опорною ділянкою залізо-бетонної перемички.

Перемичка спирається на цегляний простінок довжиною  $l = 1$  м, товщиною 0,38 м. Перемичка має ширину поперечного перерізу 0,29 м. Довжина опорних ділянок  $a = 0,2$  м.

Розрахункове навантаження на опорі 65 кН. Кладка простінка з цегли марки 75 на розчині марки 25 з розрахунковим опором  $f_d = 1,3$  МПа.

Знайти розрахункову несучу здатність кладки.

Поздовжня стискаюча сила від місцевого навантаження дорівнює  $N_c = 65$  кН.

Якщо під опорами згинальних елементів не потрібна установка розподільних плит, то допускають приймати  $\psi_d = 0,75$  для кладок із цегли.

Площа зминання, на яку передається навантаження, дорівнює:

$$A_c = 0,29 \cdot 0,20 = 0,058 \text{ м}^2.$$

Приймають  $\zeta = 1,2$ . Розрахункова площа перерізу, що відповідно до вказівок 8.4.3, дорівнює  $A = 0,38 + 0,20 \cdot 0,38 = 0,2204 \text{ м}^2$ .

Розрахунковий опір кладки на зминання визначають за формулою:

$$f_{dc} = \zeta f_d = 1,2 \cdot 1,3 = 1,56 \text{ МПа,}$$

де

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{0,2204}{0,0580}} = 1,56 > \xi_1 = 1,2 /$$

Розрахункову несучу здатність кладки визначають за формулою:

$$N_{Ed} \leq \psi d \cdot f_{dc} \cdot A_c = 0,75 \cdot 1,56 \cdot 0,058 = 0,06786 \text{ МН} = 67,86 \text{ кН} > 65 \text{ кН.}$$

Оскільки навантаження на опорі перевищує 80 % несучої здатності кладки, то потрібне сітчасте армування. Визначимо переріз стрижнів, що необхідний для прийняття розтягувальних напружень при місцевому стиску. Величину найбільшої ординати розтягувальних напружень приймають не більше величини, що визначають за формулою (8.36)

$$\sigma_{t,max} \leq 0,8 f_{yk2} = 0,8 \cdot 2,25 \cdot 0,16 = 0,288 \text{ МПа.}$$

Навантаження, розподілене по площі опорної ділянки, дорівнює:

$$q = 65 / (0,2 \cdot 0,29) = 1120 \text{ кПа} = 1,12 \text{ МПа.}$$

Відношення  $v = a/l = 0,20 / 1,0 = 0,2$ .

Найбільшу ординату розтягувальних напружень, що діють в простінку, визначають за формулою:

$$\sigma_{t,max} = \frac{0,4q}{9,6v^2 - 1,7v + 1} = \frac{0,4 \cdot 1,12}{9,6 \cdot 0,2^2 - 1,7 \cdot 0,2 + 1} = 0,429 \text{ МПа} > 0,288 \text{ МПа.}$$

Ця величина свідчить про те, що установка розтягнутої арматури необхідна. Визначимо висоту розтягнутої зони за формулою:

$$b = a(1,75 v^2 - 2,75 v + 1,25) = 0,154 \text{ м.}$$

Рівнодіюча розтягувальних зусиль, підрахована за обсягом епюри, дорівнює

$$V_{Ed} = 0,5 \cdot 0,429 \cdot 0,154 \cdot 0,38 = 0,0126 \text{ МН} = 12,6 \text{ кН.}$$

Для прийняття цього зусилля необхідно встановити арматуру в горизонтальних швах кладки. Приймають стрижні діаметром 4 мм А240 ( $f_{ud} = 210 \text{ МПа}$ ,  $A_s = 0,126 \text{ см}^2 = 0,126 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ ). При товщині стіни 0,38 м і кроці стрижнів 0,10 м в шов укладають 4 стрижня. При двох армованих швах несуча здатність стрижнів при розтягу становить

$$f_{ud} A_s = 210 \cdot 0,126 \cdot 10^{-4} \cdot 8 = 21,16 \cdot 10^{-4} \text{ МН} = 21,16 \text{ кН} > V_{Ed} = 12,6 \text{ кН.}$$

Таким чином, міцність кладки під опорою ділянкою перемички забезпечена. Довжину розтягнутої арматури приймають не більше трьох довжин опорних ділянок "а".

## 11.19 Анкерування стін і стовпів

**11.19.1** Кам'яні стіни і стовпи рекомендовано кріпити до перекриттів і покриттів анкерами перерізом не менше ніж  $0,5 \text{ см}^2$ .

**11.19.1.1** Відстань між анкерами балок, прогонів або ферм, а також перекриттів з збірних настилів або панелей, що спираються на стіни, приймають не більше ніж 6 м. При збільшенні відстані між фермами до 12 м передбачають додаткові анкери, що з'єднують стіни з покриттям. Кінці балок, що укладають на прогони, внутрішні стіни або стовпи, рекомендовано заанкерити і при двосторонньому обпиранні з'єднані між собою.

**11.19.1.2** Ненесучі стіни в каркасних будівлях з'єднують з колонами гнучкими зв'язками, що допускають можливість незалежних вертикальних деформацій стін і колон. Зв'язки, установлені по висоті колон, забезпечують стійкість стін, а також передачу діючого на них вітрового навантаження на колони каркаса.

**11.19.1.3** Розрахунок анкерів здійснюють:

- при відстані між анкерами більше ніж 3 м;
- при несиметричному зміні товщини стовпа або стіни;
- для простінків при загальній величині нормальної сили  $N$  більше 1000 кН (100 т).

Розрахункове зусилля в анкері визначають за формулою:

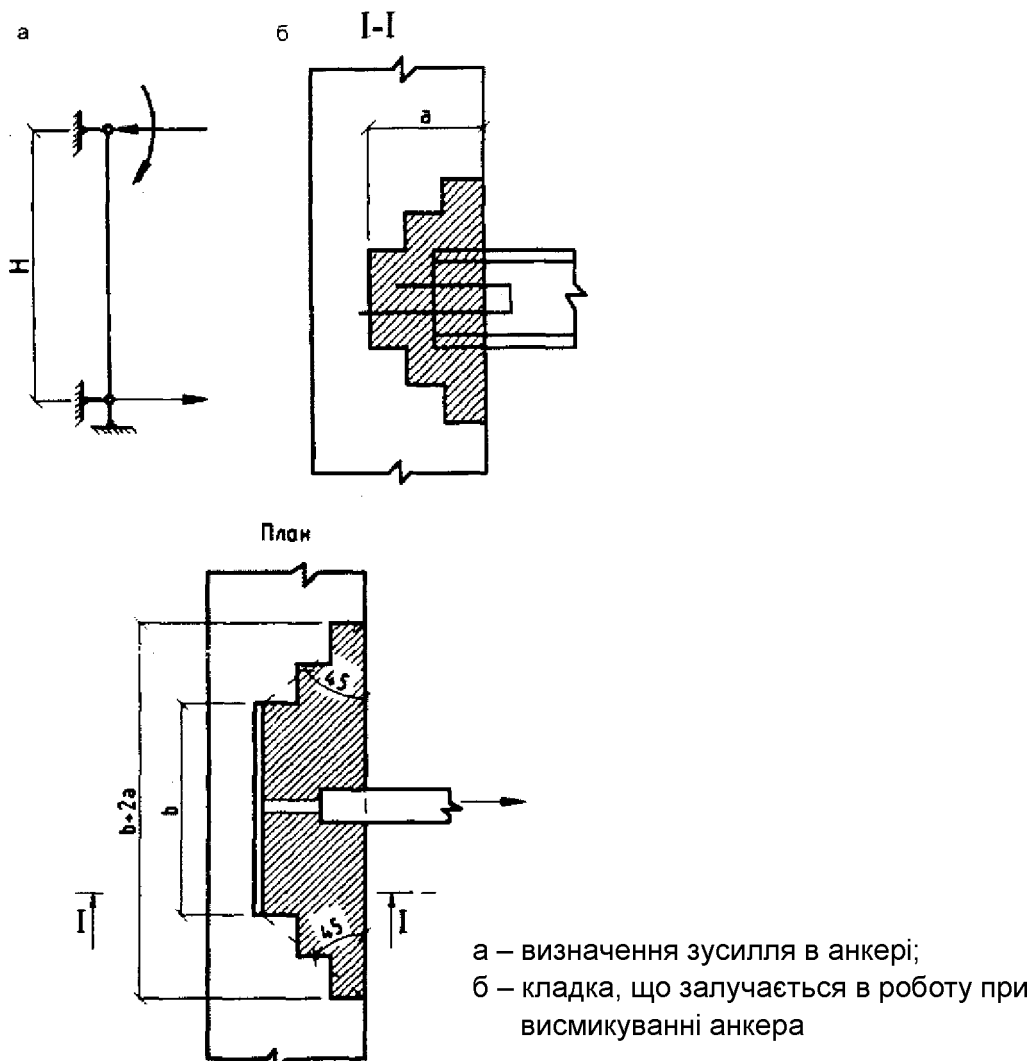
$$N_s = \frac{M_{Ed}}{H} + 0,01N, \quad (11.66)$$

де  $M_{Ed}$  - згинальний момент від розрахункових навантажень в рівні перекриття або покриття (див. 11.3.1) в місцях опирання їх на стіну на ширині, що дорівнює відстані між анкерами;

$H$  - висота поверху;

$N$  - розрахункова нормальна сила в рівні розташування анкера на ширині, що дорівнює відстані між анкерами.

**Примітка.** Вказівки даного пункту не поширюються на стіни з віброцегляних панелей.



**Рисунок 11.39** – Розрахунок анкера

**11.19.1.4** Якщо товщина стін або перегородок призначена з урахуванням того, що спирається по контуру, необхідно передбачати її кріплення до прилеглих бокових конструкціям і до верхнього перекриття.

**11.19.2** Сталеві анкери і зв'язки, розташовані в зовнішніх стінах приміщень з нормальним вологісним режимом, а також у зовнішніх і внутрішніх стінах і стовпах приміщень з вологим або мокрим режимом, захищають від корозії.

При розрахунку анкера перевіряють його переріз при розрахункових опорах сталі, наведених в таблиці 13 додатка Р ДБН В.2.6-162, кріплення до прогону, настилу або колони, а також анкерування в кладці.

Міцність закладення анкера в кладці визначають опором кладки зрізу по горизонтальних швах, розташованих під анкером і над ним.

Розподіл тиску в кладці приймають під кутом 45° (рисунки 11.39). Розрахункова зусилля в анкері має задовольняти умові:

$$V_{Ed} \leq 2a(a + b)(f_{vd} + 0,8\eta\mu\sigma_0), \quad (11.67)$$

де  $a$  - глибина закладання анкера;

$b$  - довжина поперечного штиря анкера.

## **11.20 Фундаменти і стіни підвалів**

**11.20.1** Фундаменти, стіни підвалів і цоколі проектують переважно збірними з великих бетонних блоків. Допускають також застосування дрібних бетонних блоків і каменів, природних каменів правильної і неправильної форми, монолітного бетону та бутобетону, добре обпаленої керамічної цегли пластичного пресування. Розрахункові опори кладки стрічкових фундаментів і стін підвалів, виконаних з великих бетонних блоків, приймають відповідно до таблиці 3 додатка Р ДБН В.2.6-162.

При розрахунку стіни підвалу або фундаментної стіни в разі, коли товщина її менше товщини стіни, розташованої безпосередньо над нею, враховують випадковий ексцентриситет  $e = 4$  см, величину цього ексцентриситету підсумовують з величиною ексцентриситету рівнодіючої поздовжніх сил. Товщина стіни першого поверху не може перевищувати товщину фундаментної стіни більш ніж на 20 см. Ділянку стіни першого поверху, розташовану безпосередньо над обрізом, армують сітками.

**11.20.1.1** Перехід від однієї глибини закладення фундаменту до іншої слід виробляти уступами. При щільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини повинно бути не більше 1: 1 і висота уступу - не більше ніж 1 м. При нещільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини повинно бути не більше 1: 2 і висота уступу - не більше 0,5 м.

Розширення бутобетонних і бутових фундаментів до підшви виконують уступами. Висота уступу приймають для бутобетона не менше ніж 30 см, а для бутової кладки - в два ряди кладки (35 - 60 см). Відношення висоти уступів до їхньої ширини для бутобетонних і бутових фундаментів приймають не менше зазначених у таблиці 11.17.

**11.20.1.2** В фундаментах і стінах підвалів:

а) з бутобетону товщину стін приймають не менше ніж 35 см і розміри перерізу стовпів не менше ніж 40 см;

б) з бутової кладки товщину стін приймають не менше ніж 50 см і розміри перерізу стовпів не менше ніж 60 см.

Таблиця 11.17

Клас бетону	Марка розчину	Мінімальні відношення висоти уступів до їх ширини при розрахунковому навантаженні, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
		$\sigma \leq 0,2(2,0)$	$\sigma > 0,25(2,5)$
C3,5-C7,5	M5-10	1,25	1,5 1
C1-C2	M1-2,5	1,5	1,75
—	M0,4	1,75	2,0 5

**Примітка.** Перевірка уступів на прогин і зріз не потрібна

**11.20.1.3** Зовнішні стіни підвалів розраховують з урахуванням бокового тиску ґрунту і навантаження, що знаходиться на поверхні землі. При відсутності спеціальних вимог характеристичне навантаження на поверхні землі приймають рівним 1000 кгс/м<sup>2</sup>. Стіни підвалів розраховують як балки з двома нерухомими шарнірними опорами.

**11.20.2** Зазначений в 11.20.1 випадковий ексцентриситет враховують при визначенні положення нормальної сили в нижньому перетині стіни першого поверху, міцність якого повинна бути перевірена при позацентровому стиску.

**11.20.3** При товщині фундаменту меншою, ніж товщина стіни першого поверху, ширина звісу стіни першого поверху над фундаментом не повинна перевищувати 10 см.

При розрахунку звичайної основи випадковий ексцентриситет не враховують.

**11.20.4** Морозостійкість матеріалів, що застосовують для фундаментів і стін підвалів приймають згідно з таблицею 6.1.

**11.20.5** Склади цементних розчинів для фундаментів та інших конструкцій, розташованих в насичених водою ґрунтах і нижче рівня ґрунтових вод, приймають за додатком Г.

**11.20.6** Кам'яні фундаменти можуть бути стрічковими і стовпчастими (окремо стоячими).

Стрічкові фундаменти зазвичай влаштовують під суцільними стінами з відносно неширокими прорізами або з невеликим числом отворів.

Для зменшення обсягу кладки у виробничих будівлях з широкими отворами рекомендовано застосовувати стовпчасті фундаменти з рандбалками, що підтримують стіни.

Стовпчасті фундаменти застосовують і в малоповерхових житлових і громадських будівлях у випадках, коли це економічно виправдано.

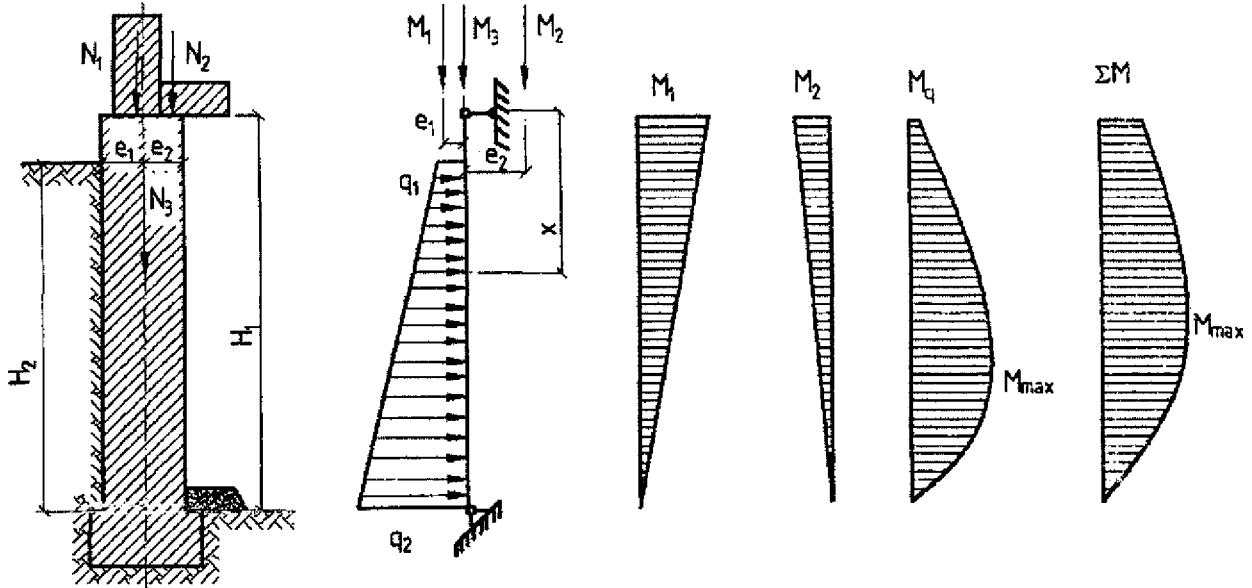
Стовпчасті фундаменти рекомендують розташовувати в кутах будинку на перетинах стін і вздовж стін на відстанях, що визначають розмірами фундаментних балок. Зазвичай застосовують залізобетонні рандбалки, які можуть бути збірними або монолітними.

Стовпчасті фундаменти можуть бути монолітними або збірними з слабоармованих залізобетонних елементів. При значній величині ексцентриситету вертикального навантаження рекомендовано проектувати фундамент несиметричним, а підшову фундаменту центрувати по рівнодіючій силі.

При проектуванні фундаментів, а також, стін підвалів, якщо передбачають їх зведення взимку, рекомендовано враховувати вказівки розділів 10 і 11.

**11.20.7** Фундаменти стін підвалів закладають на глибині не менше ніж 50 см нижче рівня підлоги підвального приміщення.

**11.20.8** Схема навантажень на стіни підвалів і обриси епюр згинаючих моментів наведені на рисунку 11.40.



**Рисунок 11.40** – Схема навантажень на стіну підвалу і епюри моментів

Стіна підвалу розраховують як балка з двома нерухомими шарнірними опорами. При наявності бетонної підлоги розрахункова висота стін підвалу приймають рівною відстані у проясненні між перекриттям підвалу і поверхнею підлоги. При відсутності бетонної підлоги розрахункову висоту приймають рівною відстані від нижньої поверхні перекриття до підшви фундаменту.

Для зручності розрахунку тимчасову нормативне навантаження на поверхні землі замінюють додатковим еквівалентним шаром ґрунту висотою  $H_{red}$ , м:

$$H_{red} = \frac{F}{\gamma}, \quad (11.68)$$

де  $F$  - характеристичне навантаження на поверхні землі;

$\gamma$  - густина ґрунту.

Епюра бокового тиску ґрунту на 1 м стіни підвалу являє собою трапецію з верхньою та нижньою координатами  $q_1$  і  $q_2$ :

$$q_1 = n_1 \gamma H_{red} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (11.69)$$

$$q_2 = n_2 \gamma \left( \frac{n_1}{n_2} H_{red} + H^2 \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (11.70)$$

де  $n_1$  - коефіцієнт перевантаження для навантаження на поверхні землі;

$n_2$  - те саме для об'ємної маси ґрунту;

$H_2$  - висота епюри тиску ґрунту;

$\varphi$  - розрахунковий кут внутрішнього тертя ґрунту, приймають за вказівками ДБН В.2.1-10.



Моменти в стіні підвалу від бокового тиску ґрунту можуть бути визначені за формулою:

$$M_x = \frac{1}{6} \left\{ \frac{H_2^2}{H_1} (2q_1 + q) x - [3q_1 + (q_2 - q_1) \frac{x - H_1 + H_2}{H}] (x - H_1 + H_2)^2 \right\}, \quad (11.71)$$

де  $H_1$  - розрахункова висота стін підвалу;

$x$  - відстань від верху стіни підвалу до розглянутого горизонтального перерізу.

Якщо бічний тиск докладено по всій висоті стіни підвалу, то приблизно можна вважати, що максимальне значення  $M_x$  буде на відстані  $x = 0,6 H_1$ :

$$M_{\max} = (0,056 \cdot q_1 + 0,064 \cdot q_2) H_1^2.$$

Якщо вісь вищерозміщеної стіни збігається з віссю стіни підвалу, то навантаження від верхніх поверхів вважають прикладеною центральною.

Розрахунком на позацентровий стиск перевіряють перерізу стіни, в яких моменти мають максимальні значення.

## 11.21 Підпірні стіни

**11.21.1** Підпірні стіни з кам'яної кладки доцільно застосовувати тільки при відносно невеликій їх висоті. При висоті більше ніж 4 м підпірні стіни рекомендовано виконувати з залізобетону.

### Приклад 18. Розрахунок стіни підвалу.

Перевірити несучу здатність стіни підвалу цегляної будівлі. Стіна підвалу висотою  $H = 2,8$  м виконана з великих порожнистих бетонних блоків товщиною 40 см і висотою 58 см, виготовлених з важкого бетону марки 100.

Порожнистість блоків по площі середнього горизонтального перерізу 25, а за обсягом – 15 %. Кладка стін підвалу виконана на розчині марки 5.

Розрахункова висота стіни підвалу від рівня бетонної підлоги до нижньої поверхні перекриття  $H = 2,65$  м (рисунок 11.41).

Розрахункове навантаження на 1 м стіни підвалу від цегляної стіни першого поверху товщиною 51 см  $N = 150$  кН (15 тс).

Стіна першого поверху розташована з ексцентриситетом щодо осі підвалу  $e_1 = 5,5$  см.

Розрахункове постійне навантаження на 1 м стіни підвалу від перекриття, що спирається на неї, дорівнює  $N_2 = 22$  кН (2,2 тс), прикладене з ексцентриситетом по відношенню до стіни підвалу  $e_2 = 16$  см.

Густина ґрунту в насипному стані  $\gamma = 1600$  кг/м<sup>3</sup> = 16 кН/м<sup>3</sup>. Розрахунковий кут внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi = 38^\circ$ ; нормативне значення поверхневого навантаження від ґрунту в насипному стані  $P = 10$  кН/м.

Приведена товщина ґрунту від тимчасового навантаження:

$$h_{\text{ред}} = \frac{P}{\gamma} = \frac{10}{16} = 0,625 \text{ м.}$$

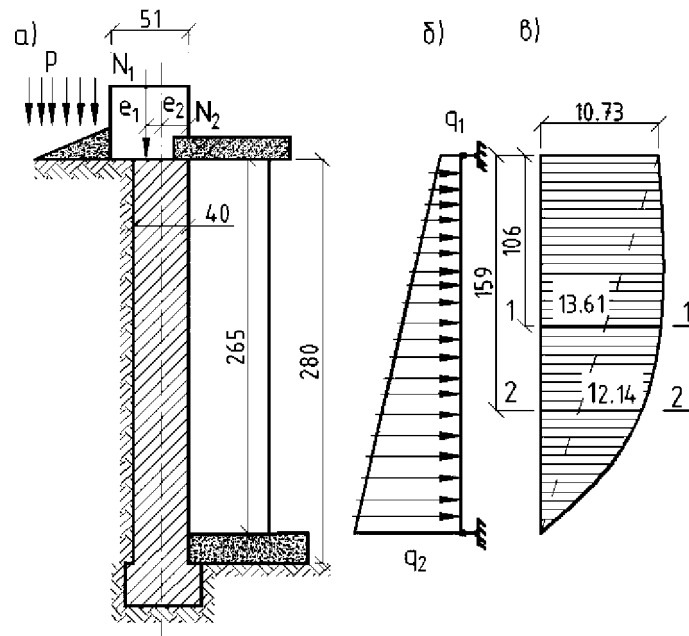
Коефіцієнти перевантаження для тимчасового навантаження і густини ґрунту:

$$n_1 = n_2 = n = 1,2$$

Верхню і нижню ординати епюри бокового тиску ґрунту на 1 м стіни підвалу визначають за формулами (11.69) і (11.70):

$$q_1 = 1,2 \cdot 16 \cdot 0,625 \cdot 0,238 = 2,86 \text{ кН/м;}$$

$$q_2 = 1,2 \cdot 16(0,625 + 2,65) \cdot 0,238 = 14,97 \text{ кН/м.}$$



а – схема прикладання вертикальних навантажень;  
 б – епюра бічного тиску ґрунту; в – сумарна епюра згинальних моментів

**Рисунок 11.41** – Розрахунок стіни підвалу

Згинальні моменти від тиску ґрунту визначаємо в двох перерізах стіни підвалу: в перерізі 1-1, розташованому на відстані  $0,4 H = 0,4 \cdot 2,65 = 1,06$  м від верху стіни і в перерізі 2-2 - на відстані  $0,6 H = 0,6 \cdot 2,65 = 1,59$  м від верху стіни, в якому величина згинального моменту від тиску ґрунту має найбільше значення.

При розташуванні перерізу на відстані  $0,4H$  від верху стіни за умови  $N_2 = N$ :

$$M_{04} = \frac{1}{6} \left\{ H(2q_1 + q_2)x - \left[ 3q_1 + (q_1 - q_2) \frac{x}{H} \right] x^2 \right\} =$$

$$= \frac{1}{6} \left\{ 2,65(2 \cdot 2,86 + 14,97)1,06 - \left[ 3 \cdot 2,86 + (14,97 - 2,86) \frac{1,06}{2,65} \right] 1,06^2 \right\} =$$

$$= 7,17 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (11.72)$$

За приведеною формулою отримуємо:

$$M_{\max} = (0,056 q_1 + 0,064 q_2)H^2 = (0,056 \cdot 2,86 + 0,064 \cdot 14,97) 2,65^2 = 7,85 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Згинальний момент від вертикальних навантажень в перерізі, розташованому від верху стіни підвалу, визначають з урахуванням випадкового ексцентриситету  $e = 4$  см (11.20.1), оскільки товщина стіни підвалу менше ніж стіни першого поверху.

Максимальна величина моменту:

$$M = 150(0,055 + 0,04) - 22 \cdot 0,16 = 10,73 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Сумарні згинальні моменти в стіні підвалу: г в перерізі, розташованому на відстані  $0,4H$  від верху стіни,

$$M_{04} = 10,73 \cdot 0,6 + 7,17 = 13,61 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

в перерізі, розташованому на відстані  $0,6$  від верху стіни,

$$M_{06} = 10,73 \cdot 0,4 + 7,85 = 12,14 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Перевірка міцності стіни підвалу виконуємо в перерізі 1-1, розташованому на відстані  $0,4H$  від верху стіни:

$$N = 150 + 22 + 1,06 - 0,4 - 24,0 - 0,85 - 1,1 = 181,5 \text{ кН.}$$

Міцність стіни підвалу перевіряють при позацентровому стиску з ексцентриситетом:

$$e_0 = \frac{M_{04}}{N} = \frac{13,61}{181,5} = 0,075 \text{ м.}$$

Розрахункову несучу здатність стіни визначають за формулою:

$$N_{Ed} = m_g \varphi_1 f_d A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega$$

$$\varphi = \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}$$

В даному випадку при  $h = 40$  см  $m_g = 1$ , див. 8.1.3.4.

Розрахункові опори стиску кладки з великих порожнистих бетонних блоків різних типів встановлюють за експериментальними даними. При відсутності таких даних розрахункові опори приймають згідно з таблицею 3 додатка Р ДБН В.2.6-162 з коефіцієнтами:

0,9	при	порожнистості	блоків	≤ 5%
0,5	»	»	»	≤ 25%
0,25	»	»	»	≤ 45%,

де відсоток порожнистості визначають за середнім горизонтальним перерізом.

Для проміжних значень відсотка порожнистості зазначені коефіцієнти визначають інтерполяцією.

Пружна характеристика кладки з великих порожнистих бетонних блоків при відношенні:

$$\frac{H}{h} = \frac{l_0}{h} = \frac{265}{40} = 6,6; \quad \alpha = 1500.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину згідно з таблицею 8.1  $\varphi = 0,97$ .

Висота стиснутої зони:

$$h_c = h - 2e_0 = 0,40 - 2 \cdot 0,075 = 0,25 \text{ м;}$$

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{2,65}{0,25} = 12,6; \quad \varphi_c = 0,91$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,97 + 0,91}{2} = 0,94$$

Розрахунковий опір кладки з великих порожнистих бетонних блоків, виготовлених з бетону марки 100, при розчині марки 50 і порожнистості блоків по середньому горизонтальному перерізі 25% визначають за формулою:

$$f_d = 2,7 \cdot 0,5 = 1,35 \text{ МН/м}^2.$$

Розрахункова несуча здатність стіни дорівнює:

$$N_{Ed} = m_g \varphi_1 f_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega$$

Площа перерізу (брутто):

$$A = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м}^2.$$

Коефіцієнт  $\omega$  визначають згідно з таблицею 8.2:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,075}{0,04} = 1,19.$$

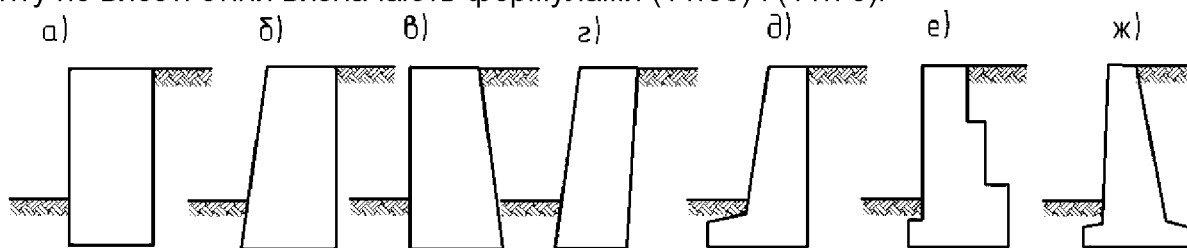
Міцність стіни підвалу достатня.

**11.21.2** Підпірні стіни проектують таким чином, щоб була виключена можливість їх перекидання і ковзання, забезпечені несуча здатність стіни і ґрунту в її підставі та в необхідних випадках тріщиностійкість.

**11.21.3** Підпірні стіни можуть бути безреберними і ребристими. Як правило, проектують їх розширеними донизу, розраховуючи як консольні балки прямокутного або таврового перерізу.

Кам'яні вертикальні підпірні стіни (рисунок 11.42) висотою не більше 4 м і при горизонтальній поверхні землі допускають розраховувати за вказівками цього розділу.

При передачі тиску ґрунту на вертикальну поверхню підпірної стіни (рисунок 11.43), якщо земля обмежена горизонтальною площиною, розподіл горизонтального тиску ґрунту по висоті стіни визначають формулами (11.69) і (11.70).



а – прямокутного; б – трапецеїдального з похилою передньою гранню;  
в – трапецеїдального з похилою задньою гранню; г – похилого в бік засипки;  
д – з виступаючим переднім нижнім ребром; е – ступінчастого; ж – таврового

**Рисунок 11.42** – Поздовжні стіни різних профілів

Величину характеристичного навантаження на поверхню землі приймають згідно з 11.20.8.

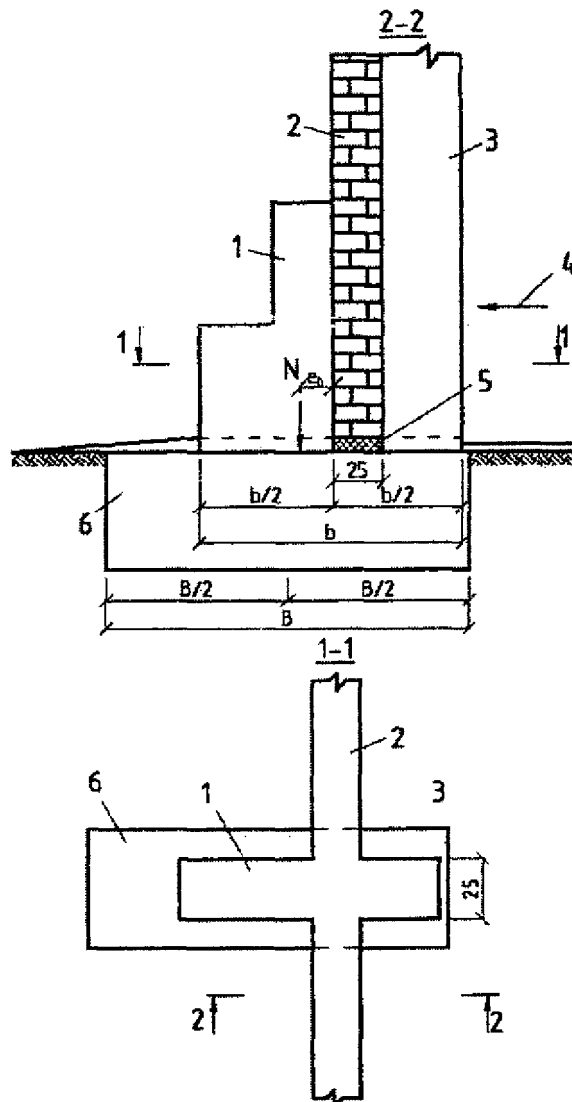
Перетини підпірної стіни перевіряють на позацентровий стиск і зріз по горизонтальних неперев'язаних швах кладки.

В розрахункову площу зрізу включають тільки площу стиснутої зони перерізу, обумовлену при розрахунку на позацентровий стиск.

При перевірці підпірних стін на перекидання і ковзання власну вагу їх приймають з коефіцієнтом перевантаження 0,9.

Підпірні стіни одноповерхових складів сипучих матеріалів і заглиблених одноповерхових будівель, що сприймають значні горизонтальні тиску при невеликих вертикальних навантаженнях, рекомендовано розраховувати як балки з верхньою шарнірної і нижньої затисненої опорами. Защемлення нижньої опори стін забезпечується фундаментами, виконаними у вигляді прямокутних ділянок кладки, перпендикулярних поздовжній осі стіни. Розташування фундаментів і пілястр збігається (див. рисунок 11.43).

Розміри фундаментів визначають з умови суміщення їх осі з положенням рівнодіючої нормальної сили в основі стіни при максимальних горизонтальних і вертикальних мінімальних навантаженнях.



1 – контрфорс; 2 – стіна, 3 – пілястра; 4 – тиск сипкого матеріалу;  
5 – залізобетонна або рядова перемичка між фундаментами; 6 – фундамент

**Рисунок 11.43** – Фундаменти під зовнішніми стінами одноповерхових складських будівель для сипких матеріалів

## 11.22 Деформаційні шви

**11.22.1** Деформаційні шви в стінах та перекриттях кам'яних будівель влаштовують з метою усунення або зменшення негативного впливу температурних і усадочних деформацій, осідань фундаментів, сейсмічних впливів тощо.

**11.22.2** Температурно-усадкові шви влаштовують в місцях можливої концентрації температурних і усадкових деформацій, які можуть викликати в конструкціях неприпустимі за умовами експлуатації і довговічності розриви, тріщини, а також перекоси і зрушення кладки.

**11.22.3** Відстані між температурно-усадковими швами належить визначати розрахунком відповідно до вказівок додатка К.

Максимальні відстані між температурно-усадковими швами, які допускають приймати для неармованих зовнішніх стін без розрахунку:

а) для надземних кам'яних і великоблочних стін опалювальних будівель при довжині армованих бетонних і сталевих включень (перемички, балки тощо) не більше ніж 3,5 м і ширині простінків не менше ніж 0,8 м - по табл. 11.18; при довжині включень

більше ніж 3,5 м ділянки кладки по кінцях включень перевіряють розрахунком за міцністю і розкриттям тріщин;

б) те саме, для стін з бутобетону - за таблицею 11.18 як для кладки з бетонних каменів на розчинах марки 50 з коефіцієнтом 0,5;

в) те ж, для багатошарових стін - за таблицею 11.18 для матеріалу основного конструктивного шару стін;

г) для стін неопалюваних кам'яних будівель і споруд для умов, зазначених в «а», - за таблицею 11.18 з множенням на коефіцієнти:

- для закритих будівель і споруд - 0,7;
- для відкритих споруд - 0,6;

д) для кам'яних і великоблочних стін підземних споруд і фундаментів будівель, розташованих в зоні сезонного промерзання ґрунту, - за таблицею 11.18 із збільшенням в два рази; для стін, розташованих нижче межі сезонного промерзання ґрунту.

**Таблиця 11.18**

Середня температура	Відстань між температурними швами, м, при кладці :			
	з керамічної цегли і каменів, природних каменів, крупних блоків з бетону або керамічної цегли		із силікатної цегли, бетонних каменів, великих блоків з силікатного бетону і силікатної цегли	
	на розчинах марок			
	M5 і більше	M2,5 і більше	M5 і більше	M2,5 і більше
Мінус 40 °С і нижче	50	60	35	40
» 30 °С	70	90	50	60
» 20 °С і вище	100	120	70	80

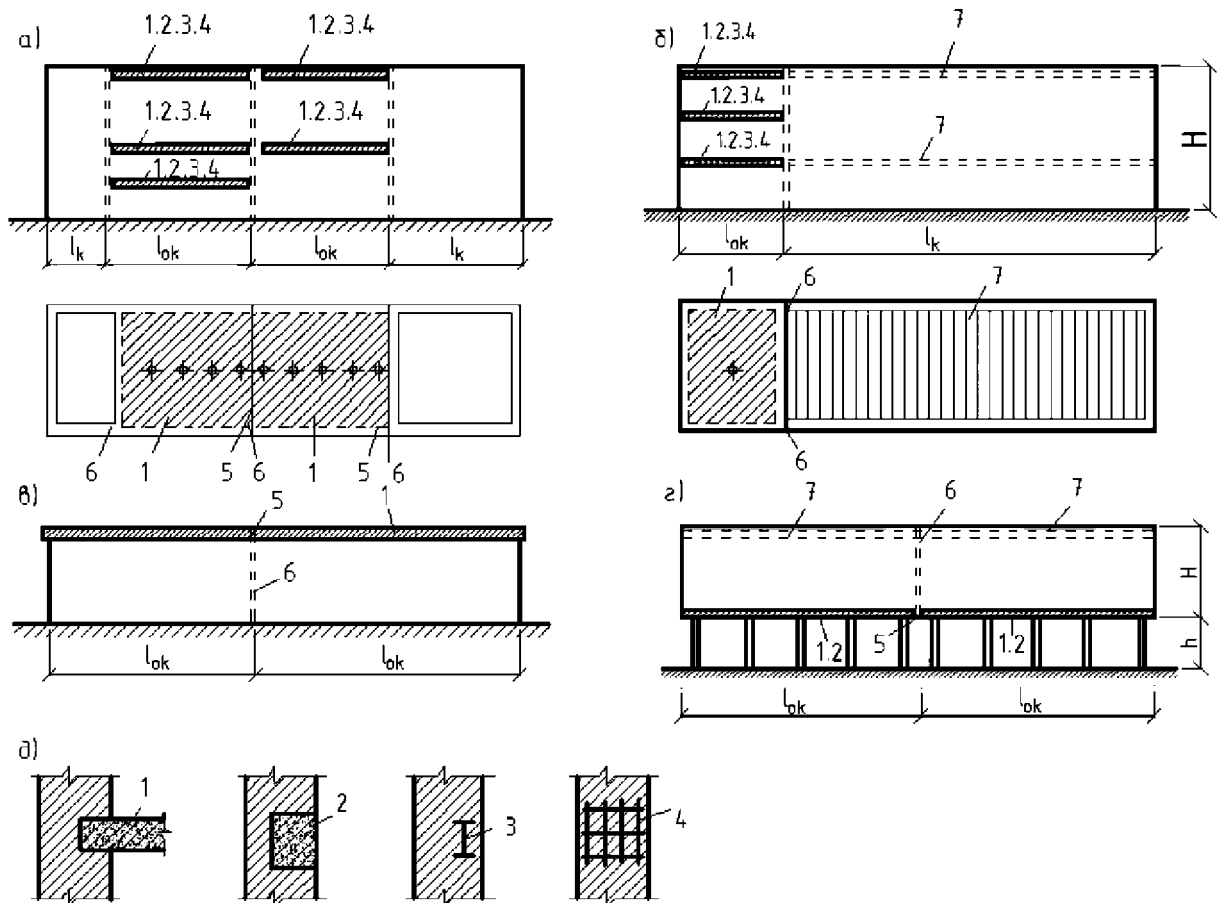
**Примітка 1.** Для проміжних значень розрахункових температур відстані між температурними швами допускають визначати інтерполяцією.

**Примітка 2.** Відстані між температурно-усадковими швами великопанельних будинків із цегляних панелей призначають відповідно до інструкцій з проектування конструкцій великопанельних житлових будинків.

Зазначені вище відстані можуть бути збільшені шляхом армування кладки стін з розрахунку.

**Примітка.** Розрізання будівель температурними швами відповідно до вимог 11.22.3 зменшує, але не усуває повністю температурні зусилля в стінах і перекриттях. Тому у всіх випадках необхідно проводити розрахункову перевірку на дію температури і усадки окремих вузлів і сполучень конструкцій, в яких можлива концентрація температурних деформацій і напружень. Перевірку виконують відповідно до вказівок додатка К.

**11.22.4** Температурні шви в стінах будинків, що мають протяжні (20 м і більше) сталеві або армовані бетонні включення або арматуру (балки, перемички, плити перекриттів, арматурні пояси тощо), влаштовують по кінцях армованих ділянок та включень, де зазвичай відбуваються концентрація температурних деформацій і утворення тріщин та наскрізних розривів. Приклади влаштування температурних швів в зазначених випадках показані на рисунку 11.44.



- а – при розташуванні армованих включень в середній частині будинку;  
 б – те ж, в крайній частині;  
 в – при залізобетонному покритті (даху) з швом;  
 г – при фундаментних балках зі швом;  
 д – приклади закладення армованих включень в кладку стін;  
 1 – перекриття, 2 – залізобетонна балка,  
 3 – металева балка, 4 – арматура;  
 5 – температурний шов в армованих елементах (плитах, балках);  
 6 – те ж, в кам'яних стінах (пунктир);  
 7 – збірні перекриття з поперечними швами

**Рисунок 11.44** – Приклади улаштування температурних швів в стінах кам'яних будинків з армованими включеннями (перекриття, балки, армовані пояси)

**11.22.5** Температурні шви в стінах можуть не влаштовуватися за умови армування кладки в місцях обриву арматури або по кінцях включення за розрахунком згідно з вказівками додатка К.

У будинках з поздовжніми несучими стінами і збірними перекриттями, що мають часте (через 1–2 м) розрізання поперечними швами (див. рисунок 10.44, б)), температурні шви при ширині прорізів не більше 2,5 м і відсутності протяжних армованих включень можуть не влаштовуватися, незалежно від довжини і поверховості будівлі і кліматичних умов району забудови.

При цьому розкриття тріщин в стінах і по кінцях армованих перемичок не має перевищувати допустимих значень згідно з таблицею К.1 додатка К.

**11.22.6** Конструкція температурних швів у стінах, перекриттях і покриттях кам'яних будівель має відповідати таким вимогам:

а) температурні шви в зовнішніх і внутрішніх стінах, перекриттях і покриттях (дах) будівель рекомендовано влаштовувати в одній площині на всю висоту будівлі, виключаючи фундаменти, розрізання яких є не обов'язковим; питання про розрізання швами тільки зовнішніх або тільки внутрішніх стін вирішують окремо за достатнього обґрунтування;

б) температурні шви в стінах суміщають зі швами в залізобетонних або сталевих конструкціях (перекриттях, каркасах, обв'язувальних балках і тощо), що мають із стінами конструктивну зв'язок (закладення, анкери і тощо), а також мають збігатися з іншими видами швів (осадовими, сейсмічними, монтажними тощо);

в) температурні шви проектують таким чином, щоб вони мали достатню горизонтальну рухливість (від 10 мм до 20 мм) як при стиску, так і при розширенні шва, а конструкція шва має забезпечувати зручну установку, контроль і ремонт герметизуючого утеплювача;

г) ширину температурного шва визначають розрахунком і призначають не менше ніж 20 мм;

д) температурні шви зовнішніх стін проектують водо- і повітронепроникними і непромерзаючими, для чого в них передбачають утеплювач і надійну герметизацію у вигляді пружних і довговічних ущільнювачів з легкостискальних і незминальних матеріалів (для будинків з сухим і нормальним режимами експлуатації), металевих або пластмасових компенсаторів з корозійностійких матеріалів (для будинків з вологим і мокрим режимами).

**11.22.7** Герметизацію температурних швів у зовнішніх стінах здійснюють за допомогою металевих і пластмасових компенсаторів (рисунок 11.45, а, б) або за допомогою пружних ущільнювачів (рисунок 11.45, в, г).

Герметизація швів внутрішніх стін здійснюють за допомогою ущільнювачів. Використання для цих цілей компенсаторів повинне бути обґрунтовано.

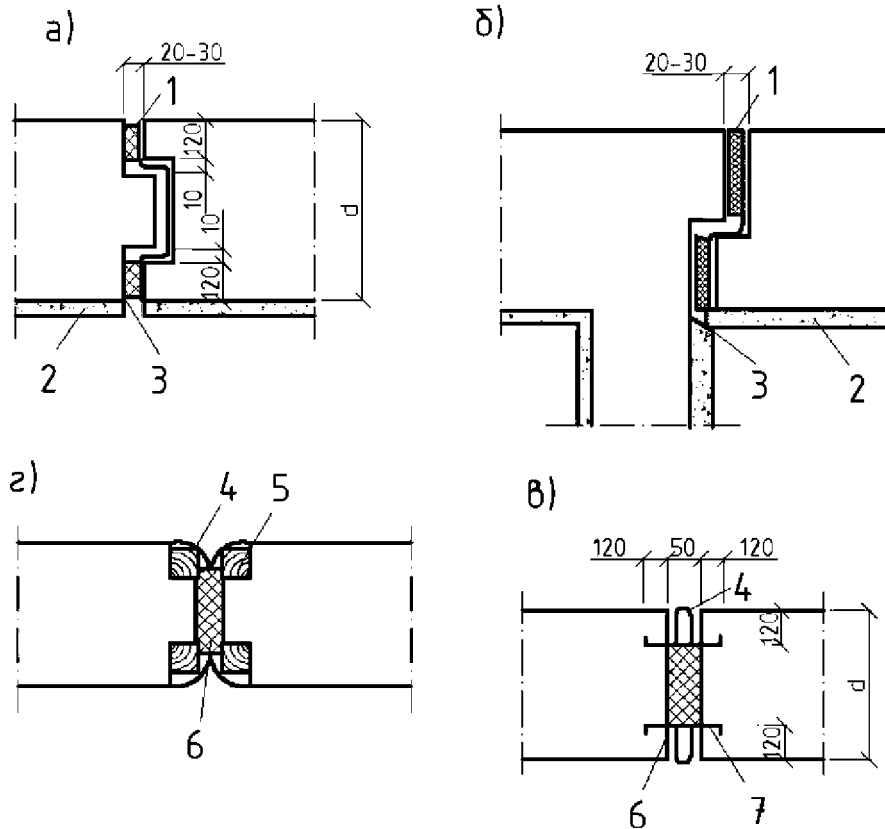
В залежності від вологісного режиму внутрішніх приміщень компенсатори можуть виготовлятися з корозійностійкого листового металу (оцинкована або нержавіюча сталь, мідь, свинець тощо) або спеціальних пластмас (полівінілхлорид, неопропелен, бутил тощо). Кінці компенсаторів рекомендовано щільно кріпити в бетон або кладці стін, як показано на рисунку 11.45.

Використання для герметизації швів у зовнішніх стінах ущільнювачів з пружних поризованих матеріалів (пороізол, герніт тощо), а також пакетів з руберойду або толю з прокладкою пружного утеплювача між шарами цих матеріалів (див. рисунок 11.45, а, б) допускають тільки для будинків з сухим і нормальним вологісними режимами при ширині температурних швів не більше ніж 30 мм. В цьому випадку температурний шов в стіні виконують з уступами кладки (шпунт, чверть, див. рисунок 11.45, а, б).

При використанні компенсаторів кладку швів виконують без уступів. Герметизацію швів за допомогою ущільнювачів проводять з двох сторін (зовні і зсередини).

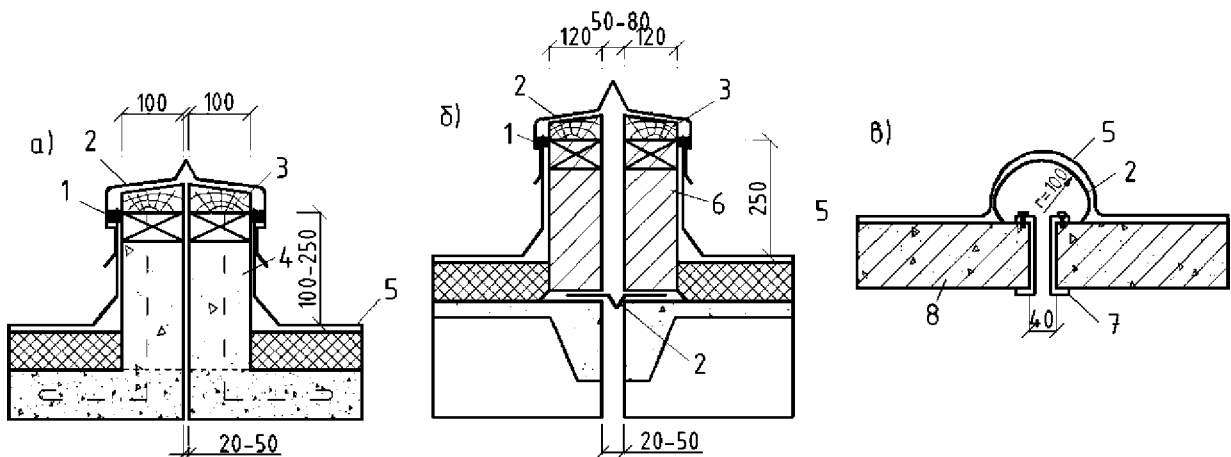
Приклади пристрої температурних швів в залізобетонних утеплених і неутеплених дахах будівель показані на рисунку 11.46.





- а, б – з сухим і нормальним режимами експлуатації;  
 в, г – з вологим і мокрим режимами;  
 1 – утеплювач (толь і руберойд з утеплювачем або порізол, герніт);  
 2 – штукатурка, 3 – розшивка; 4 – компенсатор;  
 5 – антисептовані дерев'яні рейки 60 мм × 60 мм;  
 6 – утеплювач; 7 – вертикальні шви, заповнені цементним розчином

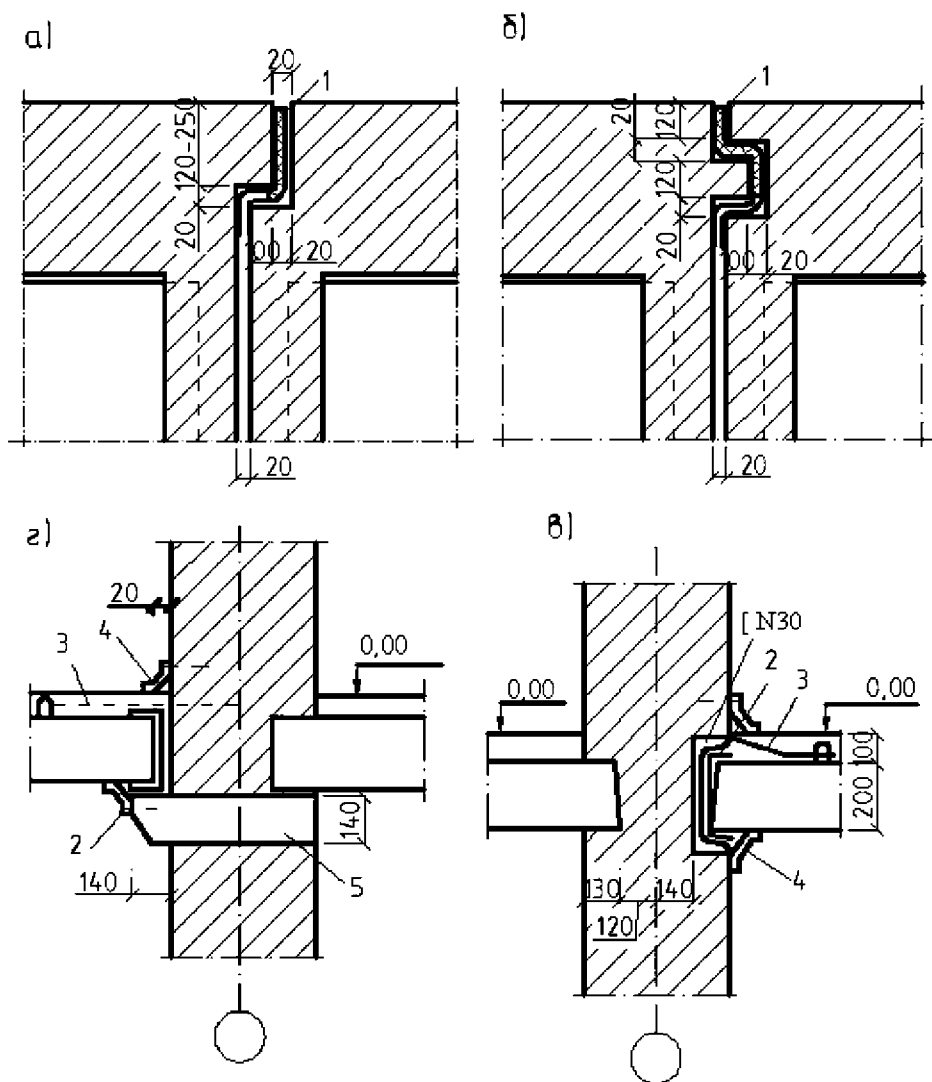
**Рисунок 11.45** – Пристрій температурних швів у зовнішніх стінах будинків



- а – з гребенем з бетону; б – з гребенем з цегляної кладки; в – без гребеня  
 1 – дерев'яні оброблені антисептиком пробки;  
 2 – компенсатор з покрівельного заліза;  
 3 – дошка 50 мм × 120 мм, 4 – бетон класу В12, 5;  
 5 – рулонна покрівля; 6 – цегляна кладка на розчині марки 100;  
 7 – скоба (3×40) через 500 мм; 8 – залізобетонні плити

**Рисунок 11.46** – Приклади влаштування температурних швів у залізобетонних дахах

**11.22.8** При обпиранні перекриттів на несучі поперечні стіни, ригелі рам каркасів і тощо, температурні шви влаштовують у вигляді двох спарених стін (рисунок 11.47, а, б), ригелів і колон каркасів або у вигляді швів ковзання плит перекриттів, що спираються на консольні випуски, закладені в поперечні стіни або в спеціальні штроби (рисунок 11.47, в, г). Для забезпечення ковзання під опори плит рекомендовано укладати два шари покрівельного заліза, як показано на рисунку 11.47.



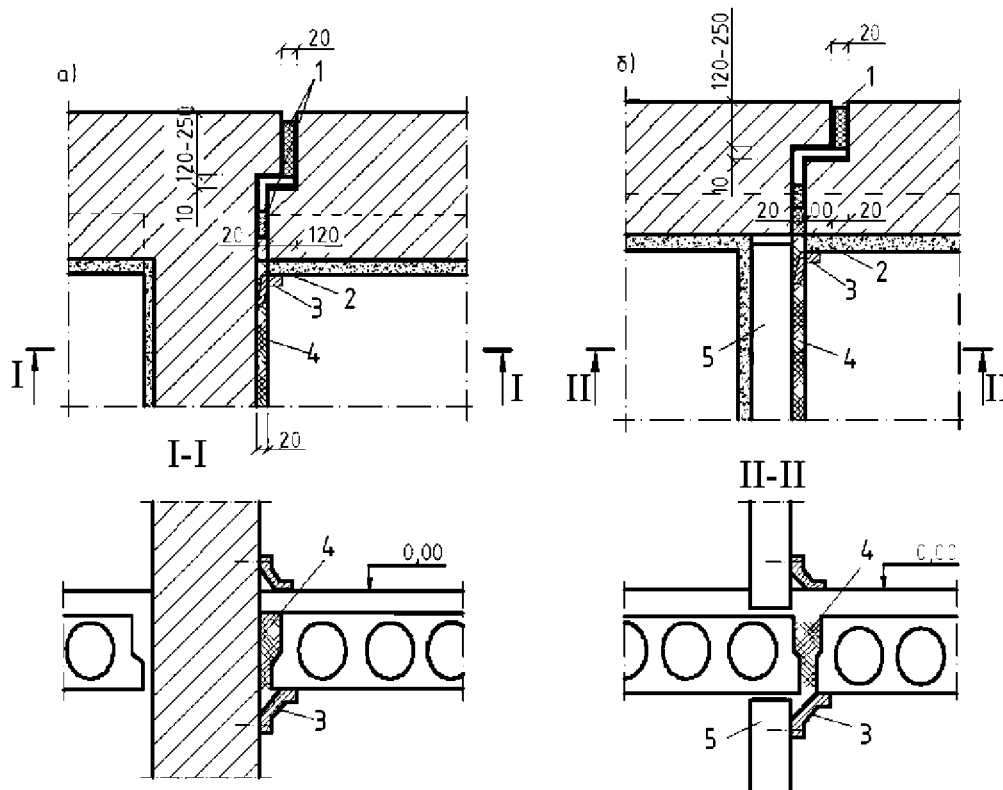
- а, б – у вигляді двох спарених стін;
- в – у вигляді ковзного спирання плит перекриттів в штробі поперечної стіни;
- г – те ж, на консольну плиту, забиту в стіну;
- 1 – утеплювач (толь або руберойд з утеплювачем або пороізол, герніт);
- 2 – два шару оцинкованого заліза;
- 3 – податливий зв’язок – обмежувач діаметром 6–8 мм через 1,5–2 м;
- 4 – нащільник;
- 5 – залізобетонна консоль

**Рисунок 11.47** – Температурні шви в будинках з поперечними несучими стінами

**11.22.9** Температурні шви в будинках з поздовжніми несучими стінами влаштовують у внутрішніх поперечних стінах або перегородках (рисунок 11.48).

**11.22.10** Штукатурку в місцях влаштування температурних швів рекомендовано розшивати (рисунок 11.48, а, б).

У житлових, громадських та побутових приміщеннях температурні шви рекомендують закривати з боку приміщень нащільниками (див. рисунок 11.48).



- а – в місцях сполучення поздовжньої стіни з поперечною;  
 б – те ж, у поперечній перегородки;  
 1 – утеплювач (толь або руберойд з утеплювачем або пороізол, герніт);  
 2 – розшивання шва; 3 – нащільник,  
 4 – просмолена пакля, 5 – перегородка

**Рисунок 11.48** – Температурні шви в будинках з поздовжніми несучими стінами

## 11.23 Осадні шви

**11.23.1** Осадні шви в стінах та перекриттях будівель при звичайних ґрунтових умовах влаштовують в наступних випадках:

- при можливості великих нерівномірних осад з розрахунку, що перевищують допустимі за нормами;
- при сполученні ділянок будівлі, розташованих на різномірних або обжатих і необжатих ґрунтах, при різночасному зведенні цих частин;
- при прибудові до існуючих будівель;
- при різниці висот окремих частин будівель, що перевищує 10 м, якщо в проекті не передбачені розподільні пояса для більш рівномірного розподілу тиску в кладці;
- при значній різниці в ширині підшви і глибині закладення фундаментів сусідніх стін;
- при влаштуванні різнотипних фундаментів у плані будинку (під однією частиною будівлі фундаменти стрічкові, під іншою – пальові або суцільна плита).

Осадні шви будівель, що зводять в районах з особливими ґрунтовими умовами (просадними, вічній ґрунтами, на підроблюваних територіях тощо), а також сейсмічні шви влаштовують відповідно до вимог спеціальних норм.

**11.23.2** Осадкові шви розрізають будівлю на всю висоту, включаючи фундаменти, їх виконують у вигляді двох спарених стін або рам.

Конструкція осадкових швів має забезпечити безперешкодну осадку (від 10 мм до 20 мм) і повороти прилеглих стін відносно одна одної.

Ширину швів визначають розрахунком, але приймають не менше 20 мм у просвіті.

#### **11.24 Тонкостінні склепіння подвійної кривизни**

**11.24.1** Тонкостінні склепінчасті покриття проектують у вигляді склепінь двоякою кривизни.

Для кладки склепінь двоякою кривизни застосовують наступні вироби:

а) цеглу керамічну (повнотілу і пустотілу) або силікатну марки не нижче ніж 75 при прольоті склепінь до 18 м і не нижче 100 при великих прольотах;

б) каміння з важкого бетону, бетону на пористих заповнювачах, автоклавного цементного ніздрюватого бетону, а також природні камені марки не нижче ніж 50.

**Примітка.** При прольоті склепінь до 12 м допускають застосування природних каменів марки не нижче 25, при цьому товщину склепінь приймають не менше ніж 9 см.

**11.24.1.1** Для кладки склепінь двоякої кривизни, включаючи їх п'яти, а також верхні ділянки стін в межах 6 - 7 рядів кладки нижче рівня примикання склепіння, застосовують розчини марки не нижче ніж М5.

**11.24.1.2** Розрахунок склепінь двоякої кривизни виконують на позацентровий стиск за умовною розрахунковою схемою як плоскі двошарнірні арки, розраховується одна хвиля склепінчастого покриття в перерізах з максимальними згинальними моментами.

Розрахункові опори кладки склепінь товщиною в 0,25 цеглини рекомендовано приймати згідно з таблицею 1 додатка Р ДБН В.2.6-162 з коефіцієнтом 1,25.

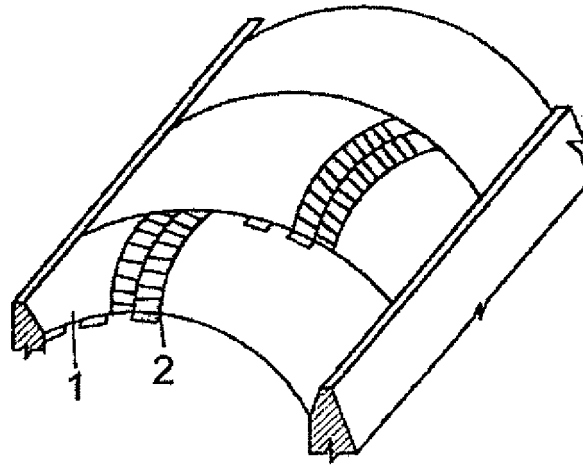
**11.24.1.3** Величина ексцентриситету нормальної сили в поперечних перетинах склепінь і у верхніх частинах стін при основних сполученнях навантажень не має перевищувати  $0,7y$ , де  $y$  - відстань від осі поперечного перерізу склепіння або стіни до краю перерізу в сторону ексцентриситету. В склепіннях з затяжками для зменшення розрахункового згинального моменту від позацентрального розташування затяжок влаштовують виносні п'яти з внутрішньої сторони стін.

**11.24.1.4** Розрахункові згинальні моменти, викликані подовженням затяжок, обтисненням склепіння та зміщенням п'ят, враховують тільки від навантажень, що діють на звід після його розкружачення (вага утеплювача, покрівлі, ліхтарів, снігового навантаження тощо).

**11.24.2** Тонкостінні склепіння двоякої кривизни з цегли або каменів прямокутної форми застосовують в якості покриттів виробничих, громадських, складських і сільськогосподарських будівель при прольотах до 24 м. Цегляні склепіння виконують товщиною в 0,25 цегли (цеглу в склепіння укладають пліском). Склепіння двоякої кривизни мають хвилеподібну поверхню, яка має велику жорсткість, що дозволяє різко зменшити їх товщину і збільшити розміри прольотів, що перекривають, в порівнянні з масивними кам'яними склепінчастими покриттями (рисунок 11.49). Перев'язка кладки цегляних склепінь показана на рисунку 11.50, а склепінь з бетонних каменів – на рисунку 11.51 (розміри – в см).

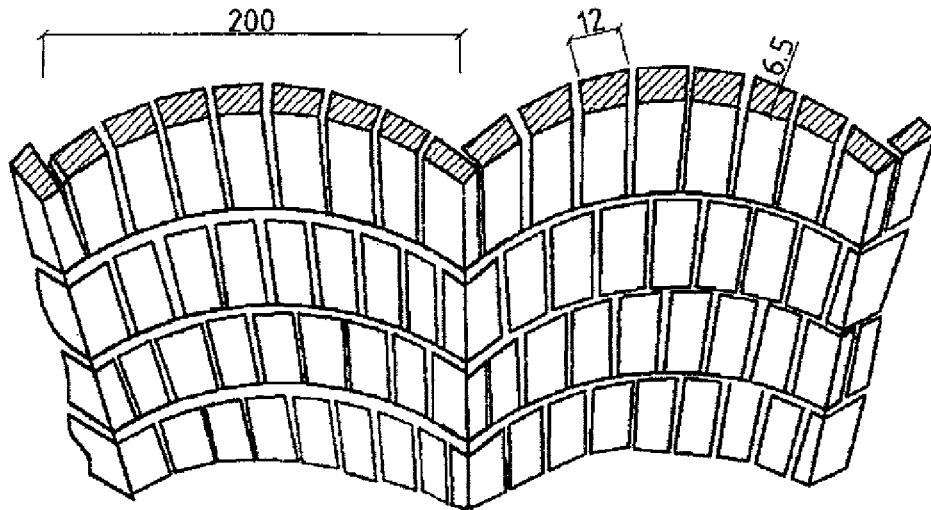
Для кращого заповнення швів верхню поверхню цегельних склепінь у процесі кладки затирають розчином.

**11.24.3** Ширина хвиль склепінь приймають, як правило, рівної 2 м, а висота хвиль становить від 0,4 до 0,2 ширини хвилі, в залежності від величин прольоту склепінь і навантажень, що вони сприймають.

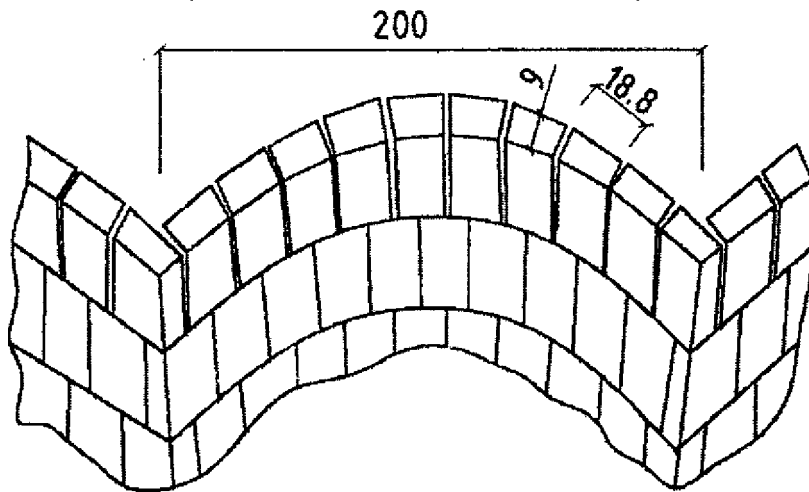


1 – затирання розчином; 2 – склепіння товщиною в 0,25 цегли

**Рисунок 11.49** – Загальний вид склепіння



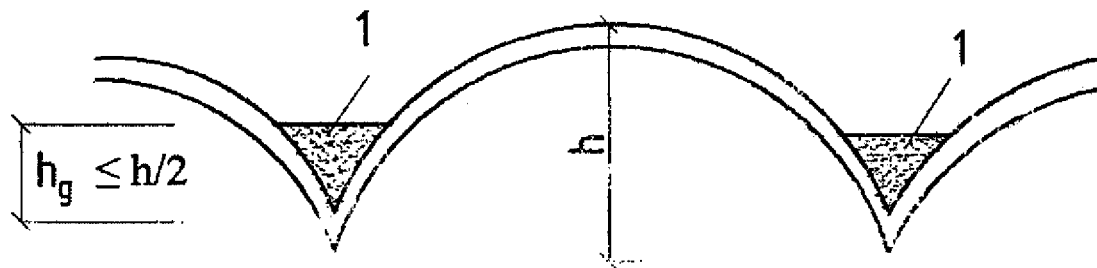
**Рисунок 11.50** – Перев'язка кладки склепінь товщиною в 0,25 цеглини



**Рисунок 11.51** – Перев'язка кладки склепінь з каменів товщиною 9 см

Склепіння викладають із цілої цегли або каменів, приколювання їх за місцем проводять тільки при замиканні хвиль склепіння в ключі.

При прольотах склепінь більше 21 м несучу здатність їх підвищують шляхом заповнення пазух між хвилями важким бетоном класів С7,5–С12,5 на половину їх висоти (рисунок 11.52).



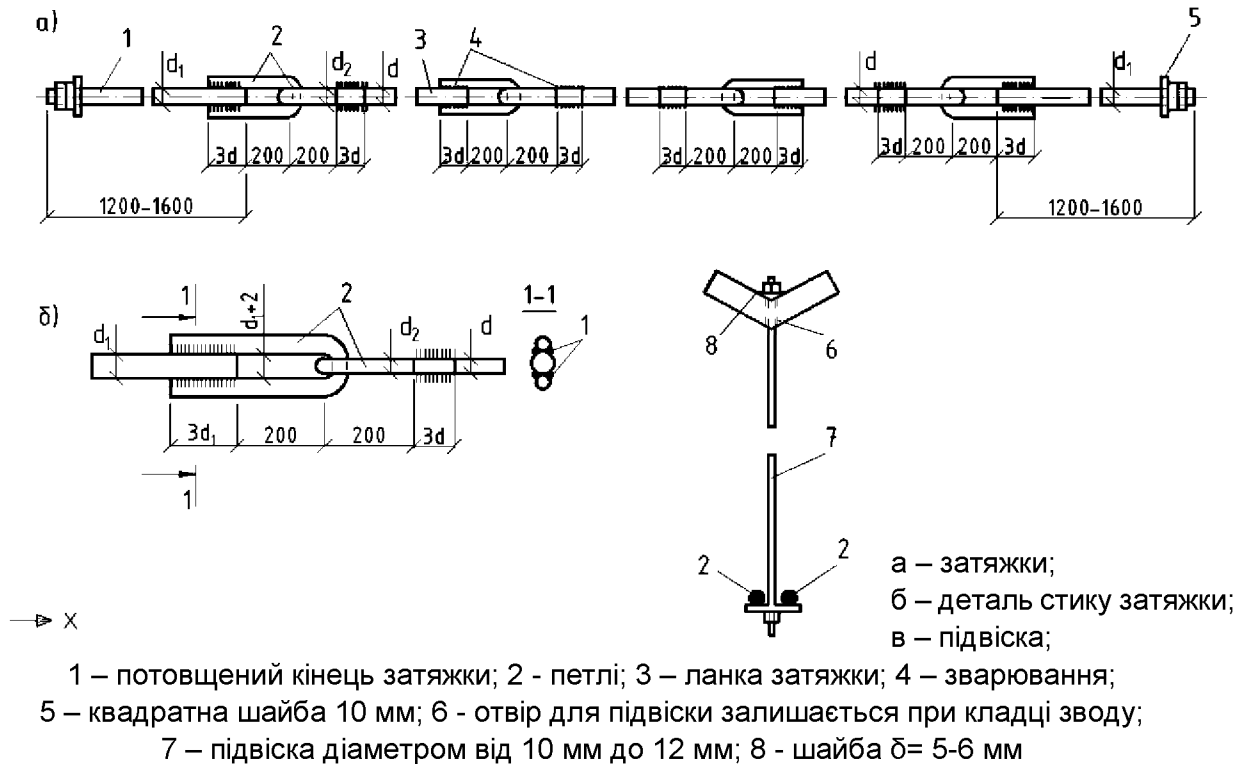
**Рисунок 11.52** – Склепіння комплексної конструкції

**11.24.4** Склепіння двоякої кривизни викладають по пересувній інвентарній метало-дерев'яних або дерев'яній опалубці, що служить для кладки двох хвиль склепіння. Закінчені кладкою хвилі витримують на опалубці протягом 12 год. при температурі 10 °С і вище. За більш низької позитивної температури тривалість витримання склепінь на опалубці збільшують від 18 год до 24 год.

**11.24.5** Розпір склепінь, що спираються на стіни або колони, сприймають зтяжками з круглої сталі (гладкого або періодичного профілю), що розташовуються під гранями взаємного примикання суміжних хвиль склепіння; розпір може також сприйматися контрфорсами або поперечними стінами приміщень, що примикають з обох сторін до склепіннями прольоту, що перекривається. В складських будівлях і в деяких типах виробничих приміщень доцільно опори склепінних покриттів, що мають велику стрілу підйому, розташовувати на рівні землі, при цьому розпір сприймають фундаментами або зтяжками, розташованими в площині підлоги. Кінці зтяжок закріплюють в опорних вузлах шайбами, гайками і контргайками. Для полегшення транспортування та спрощення встановлення зтяжок їх виготовляють з декількох ланок, шарнірно скріплених між собою за допомогою приварених до них петель (рисунок 11.53). При прольоті склепінь понад 18 м зтягування підтримують двома підвісками, розташованими в третинах прольоту.

**Примітка.** Петлі і ослаблені різьбленням потовщені кінці зтяжок виготовляють з гладкого прокату.

**11.24.6** У зведеннях допускають влаштування прорізів у межах всієї ширини хвилі для поперечних ліхтарів верхнього світла. Такі отвори розташовують не частіше ніж через дві суміжні хвилі склепіння. Краї склепіння, що примикають до ліхтарних отворів, мають бути посилені залізобетонними ребрами трикутного обрису, розміщеними в пазухах між хвилями в межах всього прольоту, що перекривають склепінням. Прорізи невеликих розмірів для zenітних ліхтарів, вентиляційних шахт, витяжних труб тощо, обрамляють рамками із сталевих куточків, які встановлюють в процесі кладки склепіння.



**Рисунок 11.53 – Затяжки зводу**

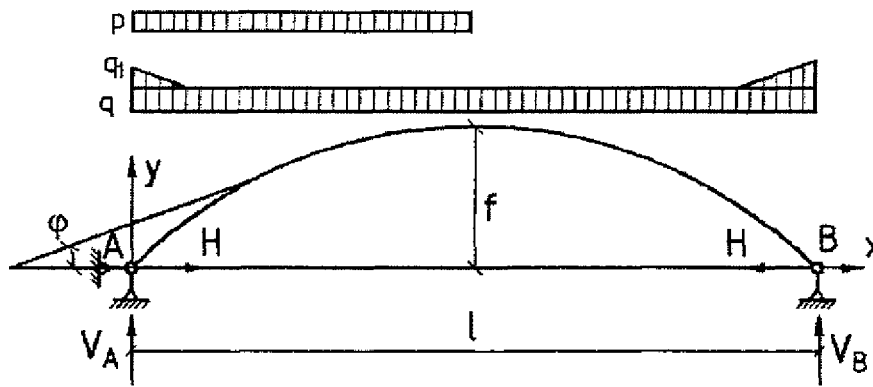
**11.24.7** Склепіння, що перекривають опалювані приміщення, утеплюють плитними теплоізоляційними матеріалами (мінераловатні і полімерні плити, фібrolіт тощо) або засипанням (керамзитовий гравій, шлак тощо). Застосовують плитні утеплювачі невеликого розміру, що забезпечує можливість укладання їх по криволінійній поверхні склепіння. До укладання утеплювача верхню поверхню склепіння покривають пароізоляційним шаром (зазвичай, бітумною обмазкою). Стяжка цементного розчину або асфальту, що наносять на верхню поверхню утеплювача, служить основою для покрівлі з рулонних матеріалів. Поряд з рулонними покрівлями для гідроізоляції склепін з великою стрілою підйому допускають застосування мастикових покрівель.

**11.24.8** Для кладки склепін, що перекривають приміщення з підвищеною вологістю повітря, не рекомендовано застосовувати: силікатну цеглу, глиняну цеглу напівсухого пресування, шлакову і трепельну цеглу і камені з пористого бетону.

**11.24.9** Для кладки склепін і їх п'ят застосовують розчини на звичайному портландцементі.

Шлаковий і пуцолановий портландцементи, а також інші види цементів, які повільно тверднуть при знижених позитивних температурах, застосовувати не допускають.

**11.24.10** Склепіння двоякої кривизни розраховують за умовною розрахунковою схемою, як плоскі двохшарнірки. У розрахунок вводять поперечний переріз однієї хвилі склепіння. Склепіння розраховують на постійне навантаження (власна вага склепіння, утеплювача, гідроізоляційного килима тощо) і одностороннє тимчасове навантаження від снігу, яке визначають за ДБН В.1.2-2 і розподілене на половині прольоту склепіння (рисунок 11.54). Склепінчасті покриття багатопрогонових будівель розраховують на снігове навантаження, розподілене по покриттю нерівномірно, з урахуванням ваги снігових мішків згідно з ДБН В. 1.2-2.



**Рисунок 11.54** – Розрахункова схема склепіння

**11.24.11** В склепінчастому покритті підлягають розрахунку склепіння, затяжка і опорний вузол, а також контрфорси або поперечні стіни, якщо вони сприймають розпір склепінь.

При розрахунку затяжок, опорних вузлів, стін, колон, контрфорсів та інших елементів, що сприймають розпір і вертикальні реакції склепінь, снігове навантаження приймають рівномірно розподіленим по всьому прольоту склепіння. У багатопрогонових будівлях приймають схеми розподілу снігового навантаження, наведені в ДБН В.1.2-2, за яких величини розпору і вертикальних реакцій склепінь мають найбільші значення. Розрахункові навантаження від власної ваги склепіння, а також навантаження від теплоізоляційних плит, засипок і стяжок приймають з коефіцієнтами перевантаження, наведеними в ДБН В.1.2-2.

Вітрове навантаження враховують лише для склепінь з великою стрілою підйому при  $f/l \geq 1/3$ , а також при великих величинах швидкісних напорів вітру (для V-VII вітрових районів). Розрахунок склепінь на температурні впливи не проводять.

Зосереджені навантаження від вентиляційних шахт, підвісного вантажопідіймального обладнання тощо умовно розподіляють на дві хвилі склепіння.

**11.24.12** При розрахунку склепінь зі стрілою підйому в ключі  $f \geq l/5$  враховують викликане ухилом покриття збільшення постійного навантаження, розподіленого по горизонтальній проекції склепіння в напрямку від ключа до п'ят (рисунок 11.58) по кривій:

$$g_x = g \left( \frac{1}{\cos \varphi} - 1 \right), \quad (11.73)$$

де  $g_x$  - величина додаткового постійного навантаження, що утворюється ухилом покриття в перерізах, віддалених на відстані  $x$  від опори, Н/м (кгс/м);

$g$  - постійне навантаження в ключі склепіння, Н/м (кгс/м);

$\varphi$  - кут нахилу до горизонту дотичної до осі склепіння в розглянутому перерізі.

В таблиці Ж.2 додатка Ж косинусоїдальне навантаження, що визначають за формулою (11.73), замінене близьким до нього параболічним.

**11.24.13** Обрис осі склепінь і граней примикання суміжних хвиль для склепінь зі стрілою підйому  $f/l \geq 0,2$  рекомендовано приймати по ланцюговій лінії, а при  $f/l < 0,2$  - по дузі кола. Обрис поперечного перерізу хвиль склепінь приймають по квадратній параболі.



Для склепінь, окреслених по дузі кола та по ланцюговій лінії, величини опорних реакцій при навантаженнях, наведених у таблиці Ж.2 додатка Ж, приймають як для склепінь параболічного обрису. При інших випадках завантаження склепінь розподіленними і зосередженими навантаженнями опорні реакції визначають за таблицями, наведеними в розділі 5 цього стандарту та додатка Р ДБН В.2.6-162.

**11.24.14** Згинальні моменти і нормальні сили в поперечних перерізах склепіння визначають за формулами:

$$M_{Ed} = M_{Ed0} - H_y ; \quad (11.74)$$

$$N = V_{Ed0} \sin \varphi + H \cos \varphi , \quad (11.75)$$

де  $M_{Ed0}$  і  $V_{Ed0}$  - згинальний момент і поперечна сила у відповідному перерізі простої балки прольотом  $l$ ;

$y$  і  $\varphi$  - ордината і кут нахилу до горизонту дотичної до осі склепіння в розглянутому перерізі (рисунок 11.58), що приймають згідно з таблицею К.1 додатка К.

Згинальні моменти і поперечні сили в простій балці при параболічному навантаженні в перерізі, розташованому на відстані від лівої опори (таблиця К.2 додатка К), визначають за формулами:

$$M_{Ed0} = V_A x - \frac{g_1 x^2}{2} + \frac{(g_1 + g_x) x^2}{4} ; \quad (11.76)$$

$$V_{Ed0} = V_A - g_1 x + \frac{2(g_1 - g_x) x}{3} . \quad (11.77)$$

Величину  $g_x$  визначають за формулою (11.73) при значенні  $\varphi$  в опорному перерізі  $V_A = 0,167 \cdot g_1 l$ ; величину  $g_1 - g_x$  обчислюють за формулою:

$$g_1 - g_x = \frac{4g_1 x (l - x)}{l^2} . \quad (11.78)$$

**11.24.15** Розрахунок склепінь виконують на позацентровий стиск (8.1.3.4). Міцність склепінь перевіряють в перерізах з максимальними позитивними і негативними згинальними моментами, які при односторонньому сніговому навантаженні (рисунок 11.58) виникають в чвертях прольоту.

Найбільшу величину ексцентриситету у склепіннях приймають не більше для основних сполучень навантажень  $0,7y$ , де  $y$  - відстань від осі, що проходить через центр ваги перерізу до краю перерізу у бік ексцентриситету.

Розрахункові характеристики різних поперечних перерізів склепінь з цегли та каменя наведені в таблиці Ж.3 додатка Ж.

При визначенні коефіцієнта поздовжнього вигину  $\varphi$  розрахункову довжину склепіння приймають  $0,5S$ , де  $S$  - довжина осі склепіння, що визначають згідно з таблицею Ж.4 додатка Ж.

Величину площі стиснутої зони  $A_c$  визначають з умови збігу центра ваги площі  $A_c$  з точкою докладання нормальної сили  $N$  (рисунок 11.55), користуючись методом послідовного наближення.

При додаванні нормальної сили  $N$  вище осі  $x_0 - x_0$ , що проходить через центр ваги поперечного перерізу хвилі склепіння (при позитивному згинальному моменті, рисунок 11.55), площу  $A_c$  визначають як різницю площ, обмежених параболою 1, 2, 3 і 4, 5, 6.

При визначенні площі  $A_c$  задаються відстанню від нижньої межі перерізу до межі стиснутої зони  $y_1$ . Для першого наближення можна прийняти  $y_1 = 2,8e_0$ . При розрахунку перерізу приймають те значення площі  $A_c$ , при якому відстань від нижньої межі перерізу до її центра ваги  $z \approx y_0 + e_0$ .

Величину  $z$  визначають як відношення різниці статичних моментів площ, обмежених параболою 1,2, 3 і 4, 5, 6, щодо нижньої межі перерізу хвилі склепіння до площі стиснутої зони  $A_c$ .

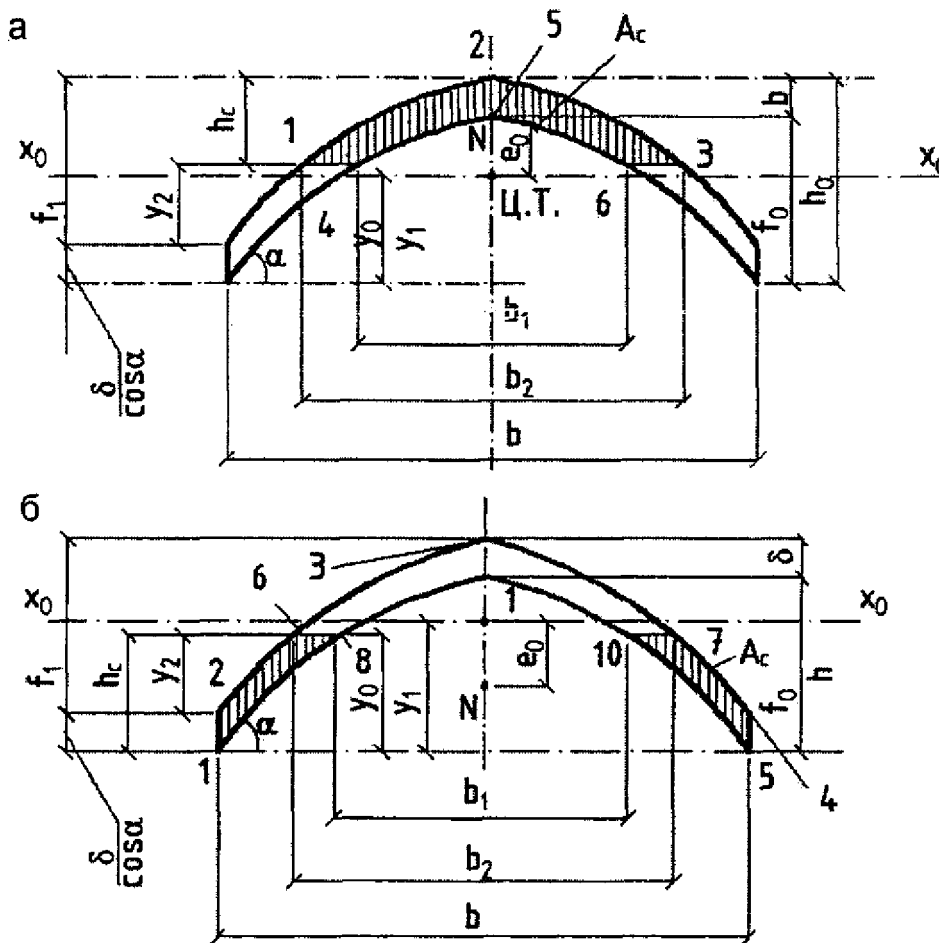
При прикладенні сили  $N$  нижче осі  $x_0-x_0$  (негативний згинальний момент, рисунок 11.55) площа  $A_c$  і статичний момент її відносно нижньої межі перерізу визначають як суму і різницю наступних площ та їх статичних моментів: 1,2,4, 5 (прямокутник) + 2, 3,4-6, 3, 7 + 8, 9,10-1,9, 5. Для першого наближення приймають те значення  $A_c$ , за якого:

$$z \approx y_0 - e_0$$

Розміри підстав парабол визначають за формулами:

$$b_1 = b \sqrt{1 - \frac{y_1}{f_0}}, \tag{11.79}$$

$$b_2 = b \sqrt{1 - \frac{y_2}{f_1}}. \tag{11.80}$$



а – при додаванні нормальної сили вище осі, що проходить через центр ваги перерізу;  
 б – при додаванні нормальної сили нижче осі, що проходить через центр ваги перерізу

**Рисунок 11.55** – Стиснута зона поперечного перерізу склепіння

Познаки наведені на рисунку 10.59. Кут  $\alpha$  визначають за величиною:

$$\operatorname{tg}\alpha = 4 \frac{f_0}{b}. \quad (11.81)$$

**Примітка 1.** Вплив тривалої дії навантаження на несучу здатність склепінь не враховують, і коефіцієнт  $m_g$  приймають за одиницю, бо у всіх випадках радіуси інерції поперечних перерізів склепінь  $r > 8,7$  см.

**Примітка 2.** При розрахунку склепінь коефіцієнт  $\gamma_c$ , приймають за одиницю незалежно від площі перерізу хвилі.

**Примітка 3.** При розрахунку перерізів склепінь, в яких пазухи між хвилями заповнюють важким бетоном (рисунок 11.52), розрахунковий опір бетону приймають в запас міцності таким, що дорівнює розрахунковому опору кладки склепіння, і в поперечний переріз хвилі склепіння включають бетонне заповнення.

**11.24.16** При сприйнятті розпору склепінь затяжками (рисунок 11.53) розрахунковий опір сталі приймають, як для арматури за ДБН В.2.6-98. Кінці затяжок закріплюють в опорних вузлах шайбами, гайками і контргайками. Для полегшення транспортування та спрощення встановлення затяжок їх виготовляють з декількох ланок, шарнірно скріплених між собою за допомогою приварених до них петель. Площу перерізу однієї гілки петель в стиках затяжок визначають по зусиллю, що приймають з коефіцієнтом 0,7 від зусилля в основних елементах затяжок. Розміри шайб визначають з умови міцності кладки при зминанні. Незалежно від результатів розрахунку розміри шайб приймають не менше 150 мм × 150 мм.

**11.24.17** П'яти склепіння мають похилі поверхні, нормальні до осі склепіння в опорних вузлах (рисунок 11.56). Ступеневу поверхню п'ят затирають розчином в місцях примикання склепіння В опорних вузлах склепінь, розпір яких сприймають затяжками, рекомендовано улаштовувати виносні п'яти, що підвищують стійкість опорних вузлів при дії розпору склепінь.

При сприйнятті розпору затяжками в опорних вузлах під гранями хвиль склепіння встановлюють сталеві опорні елементи з кутиків і смугової сталі, що дозволяють збільшити винос п'ят до необхідних розмірів.

**11.24.18** При розрахунку опорних вузлів склепінь з затяжками (рисунок 11.56) враховують згинальний момент, що виникає внаслідок зсуву затягування щодо перерізу осей склепіння та стіни У розрахунковому перерізі стіни III-III, розташованому під затяжками, величину ексцентриситету нормальної сили

$$e_0 = \frac{M_{ed}}{N} = \frac{H_c}{N}$$

( $N$  - вертикальну опорну реакцію склепіння і вагу верхньої частини стіни, розташованої вище розрахункового перерізу) приймають не більше ніж  $0,7y$ , де  $y$  - відстань від осі стіни до її зовнішньої грані.

Для дотримання цієї умови винесення опорних сталевих елементів відносно осі стіни  $a$  слід визначати за формулою:

$$a = \frac{y_0}{\operatorname{Sin}\varphi} - \frac{0,7yN}{H \operatorname{tg}\varphi} + \frac{d_1}{2 \operatorname{tg}\varphi}. \quad (11.82)$$

Винос п'яти склепіння на ділянках між опорними елементами відносно осі стіни  $a_1$  визначають за формулою:

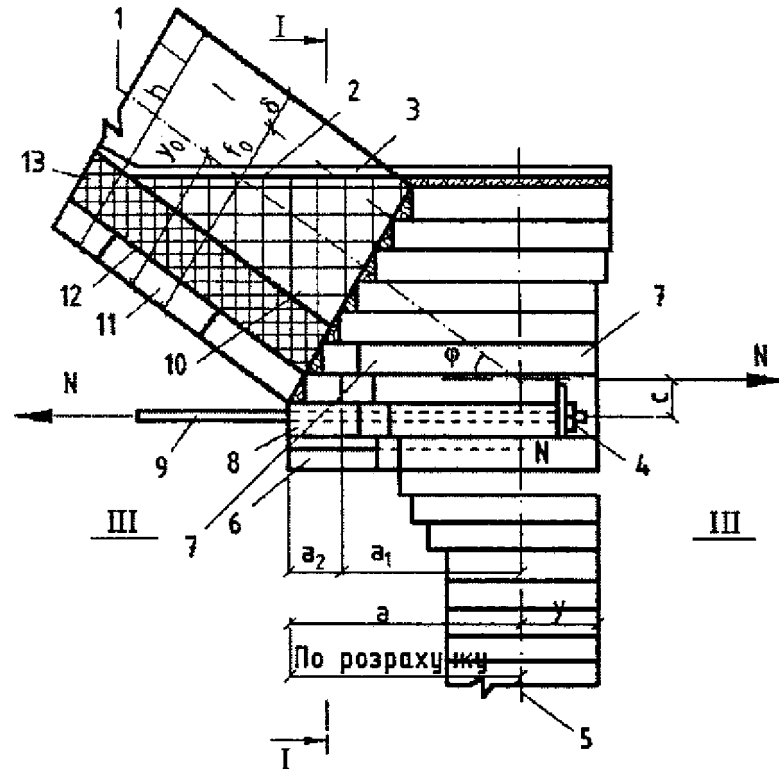
$$a_1 = a - a_2 = a - \frac{4f_0 b_0 (b - b_0)}{b^2} \cdot \text{Sin}\varphi . \quad (11.83)$$

Позначки наведені на рисунку 11.56.

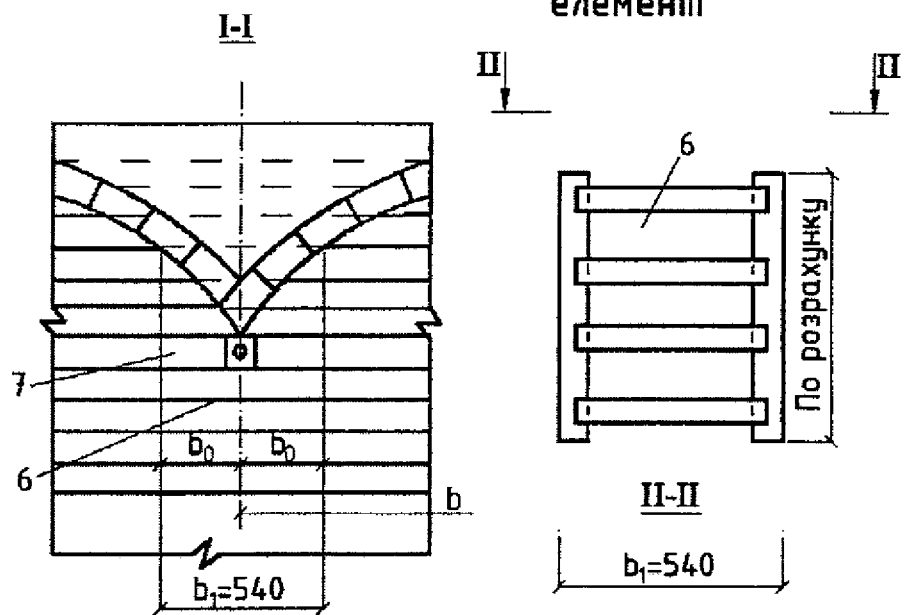
Міцність стіни в розрахунковому перерізі III-III при позацентровому стиску перевіряють відповідно до 8.1.3.4.

**11.24.19** За відсутності затяжок (11.24.5) опори, що сприймають розпір склепінь, розраховують на позацентровий стиск, зріз і головні розтягувальні напруження по неперев'язаних швах кладки при дії розпору склепінь. В розрахункову площу зрізу включають тільки площу стиснутої зони перерізу  $A_c$ , обумовлену при розрахунку на позацентровий стиск. Граничну величину зусилля, що сприймається горизонтальними неперев'язаними швами кладки, зменшують шляхом множення на коефіцієнт 0,8.

**11.24.20** При відстанях між поперечними стінами, що не перевищують наведені в 11.2. склепінчасті покриття розглядають як жорсткі опори для поздовжніх стін або колон. При великих відстанях між поперечними стінами поздовжні стіни будівель із склепінчастими покриттями розраховують як стояки рам, забиті в ґрунт і шарнірно пов'язані зі склепінчастим покриттям. В цьому випадку склепінчасте покриття є пружною опорою для стін.



Сталевий опорний елемент



- 1 – вісь, що проходить через центр ваги поперечного перерізу склепіння;
- 2 – цементна або асфальтова стяжка; 3 – рулонний килим, 4 – шайба, гайка, контргайка;
- 5 – вісь стіни; 6 – сталевий елемент з кутиків; 7 – обрис п'яти між сталевими елементами;
- 8 - винос п'яти в межах затяжок; 9 – затягування; 10 – забутка пазух;
- 11 – кладка склепіння; 12 – пароізоляція; 13 – утеплювач

Рисунок 11.56 – Опорний вузол склепіння двоякої кривизни

## **12 ПРОЕКТУВАННЯ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ, ЩО ЗВОДЯТЬ У ЗИМОВИЙ ПЕРІОД**

**12.1** Проектування кам'яних конструкцій будівель, що зводять у зимовий час, виконують урахуванням вказівок розділу 10 ДБН В.2.6-162 і цього розділу.

При розробленні проектів кам'яних будинків необхідно передбачати можливість їх зведення одним із способів, наведених нижче:

а) на розчинах не нижче марки М5 з протиморозними хімічними добавками, які не викликають корозії матеріалів кладки (поташ, нітрит натрію, змішані добавки, комплексні добавки НКМ), які тверднуть на морозі без обігріву;

б) способом заморожування на звичайних розчинах не нижче марки М1 без хімічних добавок. При цьому елементи конструкцій проектують такими, що мають достатню міцність і стійкість як в період їх першого відтавання (при найменшій міцності свіжовідталого розчину), так і в наступний період експлуатації будівель. Висоту кам'яних конструкцій, що зводять способом заморожування, визначають розрахунком, але вона не може перевищувати 15 м і чотирьох поверхів. Допускають виконання способом заморожування фундаментів малоповерхових будівель (до трьох поверхів включно) з постелистого каменю, що укладають "врозпір" зі стінками траншей на розчинах нижче марки 2,5;

в) способом заморожування на звичайних розчинах не нижче марки 5 без хімічних добавок обігрівом зведених конструкцій протягом часу, за який кладка досягає несучої здатності, достатньої для навантажування розташованими вище конструкціями будівель.

**12.2** Прийнятий у проекті спосіб зведення будівлі має забезпечувати міцність і стійкість конструкцій як у період їх будівництва, так і при подальшій експлуатації. Його обґрунтовують техніко-економічними розрахунками, а також він має забезпечувати оптимальні показники вартості, трудомісткості, витрати цементу, електроенергії, палива тощо.

**12.3** Для підвищення рівня індустріалізації та надійності, а також зниження трудовитрат в проектах кам'яних будівель рекомендовано передбачати можливість заміни ручної кладки простінків, внутрішніх стін та інших конструкцій на блоки заводського або полігонного виготовлення цегли, керамзитобетону тощо.

**12.4** Кам'яні будівлі висотою до 4 поверхів дозволено, за відповідного розрахункового обґрунтування, зводити способом заморожування на звичайних (без протиморозних добавок) розчинах не нижче марки 1 за умови забезпечення достатньої несучої здатності конструкцій в період відтавання (при нульовій міцності розчину).

Цей спосіб дозволяє зводити малоповерхові будівлі без застосування дефіцитних хімічних добавок і отримувати значну економію цементу за рахунок того, що кладку на розчинах з протиморозними добавками необхідно виконувати на розчині не нижче марки 5.

**12.5** У проектах кам'яних будівель, що зводять у зимових умовах, рекомендовано вказувати:

- марку цегли і розчину, а також вказівки з армування, що призначають відповідно до вимог ДБН В.2.6-162;

- величини мінімальної необхідної міцності розчину швів при різній стадії готовності будівлі;
- граничну висоту конструкцій, які можуть бути допущені в період відтавання;
- конструкції тимчасових кріплень, якщо вони потрібні з розрахунку на період відтавання.

Розрахунок несучої здатності конструкцій, що зводять способом заморожування на звичайних розчинах (без протиморозних добавок), рекомендовано проводити: в стадії відтавання при розрахунковій міцності розчину 0,2 МПа (2 кгс/см<sup>2</sup>) при розчині на портландцементі і товщині стін і стовпі 38 см і більше; при нульовій міцності розчину і розчині на шлакопортландцементі або пуцолановому цементі незалежно від товщини стін і стовпів, а також при розчині на портландцементі, якщо товщина стін і стовпів менше 38 см.

При розрахунку в стадії відтавання повинен враховуватися вплив зниженого зчеплення розчину з каменем і арматурою введенням в розрахункові формули додаткових коефіцієнтів умов роботи  $u_{c1}$  і  $u_{cs1}$ , наведених в таблиці 10 додатка Р ДБН В.2.6-162.

**12.6** У проектах кам'яних будівель, що зводять у зимових умовах на звичайних (без проти- морозних добавок) розчинах, вказують гранично-допустиму висоту будівлі. Міцність відталого розчину приймають 0 або 0,2 МПа.

**12.7** Протиморозні і пластифікуючі добавки, що рекомендують для розчинів, наведені в ДСТУ-Н Б В.2.6-XXX.

**12.8** Вибір протиморозної добавки здійснюють з урахуванням виду конструкцій і умов подальшої їх експлуатації відповідно до вказівок, наведених у 10.12 ДСТУ-Н Б В.2.6-XXX.

**12.9** Кількість протиморозних добавок в залежності від середньодобової температури зовнішнього повітря призначають в проекті.

**12.10** Орієнтовна величина незворотної (зберігається при відтаванні) міцності розчинів з протиморозними добавками, залежно від часу їх твердіння на морозі, наведена в таблиці 12.1.

**12.11** Проектна міцність (марка) розчинів з протиморозними добавками, які тверднуть за температури не нижче зазначених у таблиці 12.1 для даного виду та кількості добавки, досягається після відтавання і твердіння за температури не нижче  $20 \pm 5$  °С і природної вологості повітря протягом 28 діб .

Твердіння розчинів за температур, нижче зазначених у проекті, призводить до зниження їх кінцевої міцності, що повинно враховуватися при призначенні марки розчину відповідно до 12.15.

Кінцева фактична міцність розчину в конструкціях має бути підтверджена результатами випробувань контрольних зразків.

**12.12** При зведенні будівель в зимових умовах на розчинах з протиморозними добавками рекомендовано періодично проводити контроль фактичної міцності, накопиченої розчином за період твердіння. Результати контролю мають підтверджувати наявність необхідної проектом мінімальної міцності розчину.

У випадках, коли за результатами випробування міцність розчину виявиться нижче необхідної для даної стадії готовності будівлі, будівельні роботи припиняють до набору ним необхідної міцності.

Таблиця 12.1

Протиморозні добавки	Середньодобова температура повітря, °С	Кількість протидії морозної добавки, % маси цементу	Очікувана міцність розчину, % марки при твердінні на морозі протягом доби		
			7	28	90
Нітрит натрію (НН)	Від 0 до - 2	2-3	15	50	70
	» -3 » -5	4-5	10	40	55
	» -6 » -15	8-10	5	30	40
Поташ (П)	До -5	5	25	60	80
	Від -6 до -15	10	20	50	65
	»-16 » -30	12	10	35	50
Нітрит натрію + поташ (НН + П)	» 0 » -2	1,5+ 1,5	25	60	80
	»-3 » -5	2,5 + 2,5	20	55	75
	» -6 » -15	5 + 5	15	40	60
	» -16 » -30	6 + 6	5	35	45
Комплексна добавка (КНМ)	» 0 » -2	2-3	15	50	70
	» -3 » -5	4-5	10	30	50
	» -6 » -20	8-10	3	20	30
Комплексна Пластифікована (НК + ПАЩ-1);	» 0 » -5	2	15	50	70
(НН + ПАЩ-1)	» -6 » -15	5-6	10	30	50
Хлорид натрію + хлорид кальцію	» 0 » -5	2 + 0,5	30	80	100
(ХН+ХК)	»-6 »-15	4 + 2	15	35	50
ННХКМ (готовий продукт + сечовина)	»-3 » -5	5	30	55	85
	» -6 » -15	10	20	40	50
	» -16 » -30	12	5	20	30
<p><b>Примітка 1.</b> У таблиці наведено величини очікуваної міцності розчинів марки 5 і вище, приготованих на портландцементі. У разі застосування шлакопортландцементу або нітриту натрію у вигляді рідкого продукту очікувану міцність розчину приймають з коефіцієнтом 0,8. Якщо розчин готують на шлакопортландцементі з добавкою нітриту натрію у вигляді рідкого продукту, величину очікуваної міцності приймають з коефіцієнтом 0,65.</p> <p><b>Примітка 2.</b> У зв'язку з різною швидкістю тверднення розчинів з протиморозними добавками, приготованих на цементах з різними мінералогічними складами, дані таблиці очікуваної міцності розчинів рекомендовано попередньо уточнити пробними замісами.</p>					

**12.13** При зведенні будівель на розчинах з протиморозними добавками в проекті виконання робіт вказують: марку розчину, найменування та кількість протиморозних добавок з урахуванням виду зведених конструкцій та умов їх подальшої експлуатації.



Графік проведення робіт зі зведення будівлі пов'язують з швидкістю набору розчином незворотної міцності. Для забезпечення надійності конструкцій при будь-якій стадії готовності будівлі зростання міцності розчину в швах кам'яних будівель має випереджати приріст напружень від зростаючого навантаження.

**12.14** При зведенні будинків на звичайних (без протиморозних добавок) розчинах з подальшим зміцненням конструкцій штучним відігріванням в проекті виконання робіт необхідно вказати число і типи обігрівальних приладів, тривалість обігріву, температуру повітря в приміщеннях, що обігріваються, і способи ізоляції приміщень, що обігріваються, від зовнішнього повітря.

**12.15** Марки розчинів з протиморозними добавками призначають:

- що дорівнюють проектним (літнім) маркам розчину, якщо кам'яна кладка буде виконуватися за середньодобовою температурою повітря не нижче ніж мінус 20 °С;
- на одну марку вище проектних, якщо кам'яна кладка буде виконуватися за середньодобовою температурою повітря нижче ніж мінус 20 °С.

Не потрібно підвищувати марки розчинів в конструкціях, що працюють з неповним використанням розрахункової несучої здатності, наприклад, у верхніх поверхах будівель за відповідного обґрунтування розрахунком. У разі необхідності підвищення несучої здатності окремих кам'яних конструкцій, що виконують у зимових умовах, допускають замість підвищення марки розчину застосовувати цеглу підвищеної марки або армування за відповідного обґрунтування.

**12.16** Заходи, що забезпечують необхідну кінцеву міцність конструкцій, що зводять у зимових умовах (підвищення марок розчину, застосування цегли і каменів підвищеної міцності або в окремих випадках застосування сітчастого армування), зазначають в робочих кресленнях. При кладці на розчинах з хімічними добавками зазначені заходи застосовують для елементів кладки, несуча здатність яких використовується більш ніж на 90 %; при кладці, що виконують способом заморожування, - для елементів, несуча здатність яких використовується більш ніж на 70 %.

**12.17** При розрахунку несучої здатності конструкцій, що зводять способом заморожування на звичайних (без протиморозних добавок) розчинах, рекомендовано здійснювати:

- основний розрахунок для закінченої будівлі через 28 діб після відтавання і твердіння за температури не нижче  $20 \pm 5$  °С і природній вологості повітря;
- додаткову перевірку несучої здатності конструкцій на період відтавання. Розрахункову міцність розчину в цьому випадку приймають 0,2 МПа (2 кгс/см<sup>2</sup>) при розчині на портландцементі і товщині стін і стовпів 38 см і більше. При застосуванні шлакопортландцементу, пуцоланових портландцементів або товщині стін і стовпів менше 38 см розрахункову міцність розчину приймають за нуль.

**12.18** Способом заморожування на звичайних (без протиморозних добавок) розчинах не допускають зводити конструкції, перераховані нижче:

- а) з бутобетону і рваного буту;
- б) що піддаються в стадії відтавання вібрації або значним динамічним навантаженням;
- в) що піддаються в стадії відтавання поперечним навантаженням, величина яких перевищує 10 % поздовжніх;

г) з ексцентриситетами в стадії відтавання, що перевищують 0,25у для конструкцій, не мають верхньої опори, і 0,7у за наявності верхньої опори;

д) з відношенням висот стін (стовпів) до їх товщин, що перевищує в стадії відтавання значення  $\beta$ , встановлені для кладок IV групи (11.7.1).

Для конструкцій, які не мають верхньої опори (11.7.1), граничні відношення рекомендовано зменшувати в два рази і приймати не більше  $\beta = 6$ . У випадках перевищення гранично-допустимої гнучкості конструкцій при їх зведенні рекомендовано посилити тимчасовими кріпленнями, що забезпечують їх стійкість в період відтавання.

**12.19** Відношення висот стін, стовпів та інших кам'яних конструкцій, виконаних способом заморожування на звичайних (без протиморозних добавок) розчинах, до їх товщини має задовольняти вимогам IV групи кладок (11.7.1). Для конструкцій, що не мають верхньої опори, граничні відношення зменшують в 2 рази і приймають  $\beta \leq 6$ .

**12.20** У разі перевищення гранично-допустимої гнучкості конструкції рекомендовано тимчасово, на період відтавання, зміцнювати:

- підкосами і розтяжками, що зв'язують стіни і стовпи між собою;
- хомутами, що схоплюють простінки або стовпи і прикріплюють їх до елементів каркаса або до інших жорстких конструкцій.

Тимчасові кріплення зберігають до набору розчином необхідної за розрахунком міцності.

**12.21** Розрахунок несучої здатності конструкцій, виконаних способом заморожування і зміцнених тучним відігріванням, проводять на період відтавання з урахуванням зміцнення, досягнутого розчином в межах всього або частини перерізу.

**12.22** При відігріванні кладки з боку внутрішніх приміщень міцність кладки внутрішніх стін, відігрітих з двох сторін, або внутрішніх стовпів, відігрітих з чотирьох сторін, визначають розрахунком відповідно до фактичної міцності розчину. Міцність розчину в залежності від середньої температури і тривалості періоду обігріву приміщень не включає в себе період відтавання стін, який приймають орієнтовно 3 доби, встановлюють згідно з таблицею 6.2.

**12.23** Розрахунковий опір при центральному стиску кладки зовнішніх стін, що відігріваються лише з внутрішньої сторони, в залежності від глибини відтавання і міцності розчину на внутрішній грані стіни, досягнутих за період відтавання, визначають за формулою:

$$f_y = f_0 \omega', \quad (12.1)$$

де  $f_y$  - розрахунковий опір зимової кладки зовнішніх стін стиску, зміцненої одностороннім відігріванням;

$f_0$  - розрахунковий опір стиску зимової відталої кладки на розчині нульової міцності;

$\omega'$  - коефіцієнт зміцнення кладки зовнішніх стін, які піддаються односторонньому відігріванню, що визначають згідно з таблицею 12.2.

Таблиця 12.2

Міцність відігрітого розчину на внутрішній стороні зовнішньої стіни, МПа	Значення коефіцієнта $\omega'$ при глибині відтавання зовнішніх стін, % товщини		
	20-39	40-59	60 і більше
0,2	1	1,05	1,2
0,4	1	1,05	1,2
1,0	1,05	1,1	1,3
1,5	1,1	1,2	1,5
2,5	1,15	1,4	1,7
5,0	1,2	1,6	1,9

**Примітка 1.** Коефіцієнт зміцнення для кладки на розчині із застосуванням шлакопортланд-цементу або пуцоланових портландцементів приймають  $k=(\omega'+1)/2$ .

**Примітка 2.** Міцність відігрітого розчину на внутрішній стороні зовнішньої стіни визначають лабораторними випробуваннями.

**12.24** Розрахунок несучої здатності позацентрово стиснутих кам'яних стін, зведених способом заморожування і зміцнених одностороннім штучним відігріванням, проводять:

- при ексцентриситетах прикладання сили в сторону частини стіни, що відігрівається, - як для центрально стиснутих конструкцій;
- при ексцентриситетах в сторону невідігрітої частини стіни - як позацентрово стиснутих конструкцій з ексцентриситетом щодо центра ваги всього перерізу конструкції. При цьому величину ексцентриситету допускають не більше  $e_0 \leq 0,25u$ .

Коефіцієнти поздовжнього вигину для стін, відігрітих з одного боку для стадії подальшого природного відтавання, приймають:

- при глибині штучного відтавання менше ніж 30 % товщини стіни - як для кладки на розчині, міцність якого визначають за вказівками 12.22 - в залежності від загальної товщини стіни і марки застосованого розчину;
- при глибині штучного відтавання більше 30 % товщини стіни - як для кладки на розчині середньої міцності, досягнутої при відтаванні.

**Примітка.** Середню міцність розчину при відігріванні визначають як напівсуму міцності розчину на внутрішній грані стіни, яку визначають згідно з таблицею 12.2, і міцності розчину в стадії відтавання за вказівками 12.17.

**12.25** Глибину відтавання при односторонньому відігріванні зовнішніх цегляних стін в залежності від величини середніх температур зовнішнього і внутрішнього (нагрітого) повітря, а також тривалості відігрівання наближено визначають за проектом.

**12.26** При проектуванні будинків із зовнішніми стінами полегшеної кладки передбачають їх зведення в зимових умовах на розчині з протиморозними хімічними добавками. Способом заморожування на звичайних (без протиморозних добавок) розчинах допускають зводити не більше одного поверху за умови, якщо простір між зовнішнім і внутрішнім рядами буде заповнюватися плитним утеплювачем.

**12.27** При відтаванні кладка, виконана способом заморожування на звичайних (без протиморозних добавок) розчинах, дає осадку, яка дорівнює приблизно 1 мм на 1 м висоти.

У зв'язку з цим у віконних і дверних отворах над коробками передбачають додатковий осадовий зазор шириною не менше 5 мм.

**12.28** При проектуванні ненесучих кам'яних стін і заповнень в каркасних будівлях необхідно передбачати їх кріплення до вертикальних елементів каркаса гнучкими зв'язками. Відстань між в'язями по висоті приймають не більше ніж 1,5 м.

**12.29** При проектуванні стін з облицюванням, зведення яких буде здійснюватися в зимових умовах, керуються вказівками діючих нормативних документів.

**12.30** У місцях спирання висячих стін, перемичок прольотом понад 2,5 м та інших конструкцій, що викликають за розрахунком в період відтавання перевантаження кладки, необхідно своєчасно, до настання потепління, передбачати розвантаження перевантажених опорних ділянок кладки тимчасовими дерев'яними стояками. Навантаження на перемички приймають відповідно до 11.18.1.1-11.18.1.5.

Для можливості регулювання величини деформацій опорних конструкцій стояки встановлюють на клинах.

## ДОДАТОК А

(довідковий)

ОСНОВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ШТУЧНИХ СТІНОВИХ МАТЕРІАЛІВ,  
ЩО ЗАСТОСОВУЮТЬ У БУДІВНИЦТВІ

Таблиця А.1

Виріб	Нормативний документ	Розміри виробів, мм (довжина × × ширина × × висота)	Марка за міцністю	Густина, кг/м <sup>3</sup>		Морозостійкість F, не нижче	Коефіцієнт теплопровідності, Вт/(м·К) [ккал/(м·год·град)], для умов експлуатації		
				матеріалу	кладки		А	Б	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
<b>I. КЛАДКА ІЗ КАМЕНІВ КЕРАМІЧНИХ І БЕТОННИХ</b>									
Камені керамічні порожнисті стінові пластичного пресування:	ДСТУ Б В.2.7-61	250×120×138	250, 200, 175, 150, 125, 100 і 75						
з 7 або 18 порожнинами				1460 1600	1600 1650	15	0,58 (0,50)	0,64 (0,55)	
з 21 або 28 порожнинами				1300	1400				0,52 (0,45)
Камені керамічні лицьові порожнисті	ДСТУ Б В.2.7-61	250×120×138	300, 250, 200, 175, 150, 125 і 100	1400	1470	25	0,52 (0,45)	0,58 (0,50)	
Камені силікатні:	ДСТУ Б В.2.7-80	250×120×138							
рядові				250, 200, 150, 125, 100 і 75	1400 1550	1450 1600	15	0,64 (0,55)	0,76 (0,65)
					300, 250, 200, 150, 125 і 100	1400 1550		1450 1600	25
лицьові							0,70 (0,60)	0,81 (0,70)	

Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Блоки з ніздрюватих бетонів	ДСТУ Б В.2.7-137	588× ×(200,250,300)× ×(188, 288)	150, 100, 75, 50, 35 і 25	600	720	25	0,22 (0,19)	0,26 (0,22)
				800	900		0,33 (0,28)	0,37 (0,32)
		588× ×(200,250,300)× ×88		1000	1100		0,41 (0,35)	0,46 (0,40)
Камені бетонні:								
зі щілино-подібними порожнинами		390×190×188; 390×90×188	200, 150, 100, 75, 50, 35 і 25	1100	—	15	—	0,43 (0,37)
				1300	—		—	0,52 (0,45)
				1600	—		—	0,70 (0,60)
				1200	—		—	0,50 (0,43)
				1450	—		—	0,59 (0,51)
				1750	—		—	0,83 (0,71)
трьохпустотні з наскрізними порожнинами		390×190×188	75, 50, 35 і 25	900	—		—	0,71 (0,61)
				1100	—		—	0,80 (0,69)
				1900	—		—	0,97 (0,83)
<b>II. КЛАДКА ІЗ ЦЕГЛИ</b>								
Цегла глиняна порожниста пластичного пресування:	ДСТУ Б В.2.7-61							
13 порожнин		250×120×88; 250×120×65	150, 125, 100 і 75	1500	1600	15	0,58 (0,50)	0,64 (0,55)
19 і 32 порожнин		250×120×88;	150, 125, 100 і 75	1300	1400		0,52 (0,45)	0,58 (0,50)
		250×120×65		1000	1200		0,47 (0,40)	0,52 (0,45)
28 порожнин		250×120×88; 250×120×65	150, 125, 100 і 75	1300	1400		0,52 (0,45)	0,58 (0,50)

Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Цегла порожниста напівсухого пресування	ДСТУ Б В.2.7-61	250×120×88; 250×120×65	200, 175, 150, 125, 100 і 75	1500	1600	15	0,70 (0,60)	0,84 (0,70)
Цегла легка (глиняна пориста, трепельна)	ДСТУ Б В.2.7-61	250×120×65	200, 150, 125, 100 і 75	700	950	15	0,35 (0,30)	0,41 (0,35)
				800	1000		0,41 (0,35)	0,44 (0,38)
				1000	1200		0,47 (0,40)	0,52 (0,45)
				1200	1350		0,52 (0,45)	0,58 (0,50)
				1400	1500		0,64 (0,55)	0,70 (0,60) :
Цегла глиняна звичайна:	ДСТУ Б В.2.7-61							
пластичного пресування		250×120×65	300, 250, 200, 175, 150, 125, 100 і 75	1750	1800	15	0,70 (0,60)	0,81 (0,70)
Напівсухого пресування		250×120×65	200, 150, 125, 100 і 75	1750	1800		0,70 (0,60)	0,81 (0,70)
Цегла силікатна:	ДСТУ Б В.2.7-80							
рядова		250×120×88; 250×120×65	250, 200, 150, 125, 100 і 75	1600	1700	15	0,70 (0,60)	0,81 (0,70)
				1750	1800		0,76 (0,65)	0,87 (0,75)
лицьова	250×120×88; 250×120×65	300, 250, 200, 150 і 125	1600	1700	25	0,70 (0,60)	0,81 (0,70)	
			1750	1800		0,76 (0,65)	0,87 (0,75)	
<b>III. ҐРУНТОВІ МАТЕРІАЛИ</b>								
Ґрунтобетонні камені		250×125×140	75, 50, 35 і 25	—	1800	—	—	0,81 (0,70)
				—	2000	—	—	0,93 (0,80)

Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Ґрунтобетон		—	75, 50 і 35	—	1600	—	—	0,72 (0,62)
				—	1800	—	—	0,81 (0,70)
Саман	—	—	25, 15 і 10	—	1600	—	0,58 (0,50)	0,70 (0,60)
<b>IV. МАТЕРІАЛИ, ЗАСТОСУВАНІ ДЛЯ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ</b>								
Легкі бетони:	ДСТУ Б В.2.7-170	—	10-50	500	—	—	0,17 (0,15)	0,23 (0,20)
керамзитобетон				600	—	—	0,20 (0,17)	0,26 (0,22)
				800	—	—	0,24 (0,21)	0,31 (0,27)
				1000	—	—	0,33 (0,28)	0,41 (0,35)
				1200	—	—	0,44 (0,38)	0,52 (0,45)
				1400	—	—	0,56 (0,48)	0,65 (0,56)
				1600	—	—	0,67 (0,58)	0,79 (0,68)
		перлітобетон	—	10-25	600	—	—	0,19 (0,16)
800					—	—	0,27 (0,23)	0,33 (0,28)
1000					—	—	0,33 (0,28)	0,38 (0,33)
1200					—	—	0,44 (0,38)	0,50 (0,43)
бетон на аглопориті і паливних шлаках		—	10-50	800	—	—	0,29 (0,25)	0,35 (0,30)
				1000	—	—	0,38 (0,33)	0,44 (0,38)
				1200	—	—	0,48 (0,41)	0,53 (0,46)
				1400	—	—	0,59 (0,51)	0,65 (0,56)
				1600	—	—	0,72 (0,62)	0,78 (0,67)
				1800	—	—	0,85 (0,73)	0,93 (0,80)



## Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9							
шлакобетон на доменних гранульованих шлаках	ДСТУ Б В.2.7-170	—	10-50	1200	—	—	0,47 (0,40)	0,52 (0,45)							
				1400	—	—	0,52 (0,45)	0,58 (0,50)							
				1600	—	—	0,58 (0,50)	0,64 (0,55)							
				1800	—	—	0,70 (0,60)	0,81 (0,70)							
Плити гіпсові з органічними заповнювачами	ДСТУ Б В.2.7-111		35-50	1100	—	—	0,17 (0,15)	0,20 (0,17)							
				1350	—	—	0,21 (0,18)	0,23 (0,20)							
Панелі гіпсобетонні			50	1100	—	—	0,35 (0,30)	0,41 (0,35)							
				1500	—	—	0,41 (0,35)	0,47 (0,40)							
Плити гіпсобетонні:	ДСТУ Б В.2.7-111														
на доменних гранульованих шлаках									—	—	1000	—	—	0,33 (0,28)	0,37 (0,32)
на паливних шлаках									—	—	1300	—	—	0,47 (0,40)	0,56 (0,48)
Плити з пористого бетону	ДСТУ Б В.2.7-164	1000×500× × (80-200)	Не менше ніж 12,8	Марка А400	—	—	0,13 (0,11)	0,14 (0,12)							
				Б500	—	—	0,16 (0,14)	0,17 (0,15)							
Мінеральна вата	ДСТУ Б В.2.7-94	—	—	150	—	—	0,046 (0,040)	0,049 (0,042)							
				200	—	—	0,051 (0,044)	0,055 (0,047)							
Те саме ущільнена в стіні		—	—	400	—	—	0,093 (0,080)	0,12 (0,1)							
Вироби мінераловатні на бітумній зв'язці:		(1000-2000) × (500-1000) × × (50, 60, 70, 80 і 100)													
плити м'які і напівжорсткі			—	75	—	—	0,044 (0,038)	0,046 (0,040)							
				100			0,044 (0,038)	0,046 (0,040)							
				150			0,049 (0,042)	0,052 (0,045)							

Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
плити м'які і напівжорсткі		(1000-2000) × (500-1000) × × (50, 60, 70, 80 і 100)		200		—	0,052 (0,045)	0,058 (0,050)
				250	—	—	0,058 (0,050)	0,064 (0,055)
плити жорсткі			—	300	—	—	0,087 (0,075)	0,093 (0,080)
				400	—	—	0,084 (0,072)	0,087 (0,075)
Вироби мінераловатні на синтетичному сполучному:	ДСТУ Б В.2.7-97 (ГОСТ 9573)	1000× (500,1000) × (40, 50, 60, 70, 80)						
мати рулонні			50	50	—	—	0,052 (0,045)	0,058 (0,050)
			75	75	—	—	0,058 (0,050)	0,064 (0,055)
плити м'які, жорсткі і напівтверді			125	125	—	—	0,064 (0,055)	0,070 (0,060)
			175	175	—	—	—	0,064 (0,055)
			200	200	—	—	—	0,056 (0,048)
			300	300	—	—	—	0,060 (0,052)
Фіброліт на портландцементі		(2400, 3000)× ×(600, 1200)× ×(30, 50, 75, 100, 150)		300	—	—	0,10 (0,09)	0,14 (0,12)
				400	—	—	0,13 (0,11)	0,16 (0,14)
				500			0,15 (0,13)	0,21 (0,18)
				600	—	—	0,17 (0,15)	0,23 (0,20)
Плити комишитові		(2400, 2600, 2800)× ×(550, 950,1150,1500) × ×(30, 50, 70, 100)		200			0,07 (0,06)	0,093 (0,08)
				300	—	—	0,093 (0,08)	0,14 (0,12)
Мінеральні засипки:								
шлаки паливні	—	—	—	700	—	—	0,17 (0,15)	0,22 (0,19)
				1000	—	—	0,23 (0,20)	0,29 (0,25)

## Кінець таблиці А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
шлаки доменні гранульовані	—	—	—	500	—	—	0,14 (0,12)	0,16 (0,14)
				700	—	—	0,17 (0,15)	0,22 (0,19)
				900	—	—	0,21 (0,18)	0,26 (0,22)
				1000	—	—	0,23 (0,20)	0,29 (0,25)
природна пемза або туф (засипки)	—	—	—	400	—	—	0,14 (0,12)	0,17 (0,15)
				600	—	—	0,17 (0,15)	0,23 (0,20)
щебінь з доменних шлаків	ДСТУ Б В.2.7-39	—	—	500	—	15	0,14 (0,12)	0,16 (0,14)
				900	—		0,21 (0,18)	0,26 (0,22)
пемза шлакова	ДСТУ Б В.2.7-17	—	—	400	—	15	0,14 (0,12)	0,16 (0,14)
				600	—		0,17 (0,15)	0,21 (0,18)
				800	—		0,21 (0,18)	0,26 (0,22)
гравій керамзитовий	ДСТУ Б В.2.7-17	—	—	300	—	15	0,13 (0,11)	0,15 (0,13)
				500	—		0,17 (0,15)	0,21 (0,18)
				800	—		0,35 (0,30)	0,41 (0,35)
перліт спучений	ДСТУ Б В.2.7-157	—	—	75	—	15	0,047 (0,040)	—
				100	—		0,052 (0,045)	—
				150	—		0,058 (0,050)	—
				200	—		0,064 (0,055)	—
				250	—		0,070 (0,060)	—
				300	—		0,076 (0,065)	—
				400	—		0,081 (0,070)	—
				500	—		0,093 (0,080)	—
пісок сухий	ДСТУ Б В.2.7-32	—	—	1700	—		0,46 (0,40)	0,58 (0,50)

**ДОДАТОК Б**

(довідковий)

**ГУСТИНА І ГРАНИЦЯ МІЦНОСТІ ПРИРОДНИХ КАМЕНІВ З ГІРСЬКИХ ПОРІД****Таблиця Б.1**

Вид каменю	Густина, кг/м <sup>3</sup>	Границя міцності, МПа		Найбільш поширені марки каменю
		від	до	
Вапняк щільний, міцний	2000-2600	15	200	200, 300, 400, 600
Мармур	2500-2800	100	300	1000
Піщаник	2100-2800	10	200	300, 400, 500, 600, 800
Граніт	2500-2800	100	320	1000
Сієніт	2500-2900	150	200	1000
Діабаз	3000	200	400	1000
Базальт	2700-3300	100	400	1000
Вулканічні туфи:				
артикський (Вірменія)	900-1500	3,5	15	35,75,100
тедзамський (Грузія)	1200	9,0	15	50, 75, 100
Вапняки пиляльні малої міцності:				
кримський жовтий (евпаторійський)	900-1200	0,4	1,5	4,7,10
кримський білий (керченський)	1200-1400	0,7	2,5	7, 10, 15
одеський	1100-1300	0,7	1,5	7, 10, 15
молдавський	1400-1600	1,5	5,0	15,25,35
бакинський:				
пористий	1300-1400	0,7	1,5	7, 10, 15
більш щільний	1500-2000	2,5	15	35, 50, 75, 100, 150
Крейда	1300-1900	1,5	7,5	15, 25, 35, 50

**ДОДАТОК В**

(обов'язковий)

**В'ЯЖУЧІ І СКЛАДИ РОЗЧИНІВ**

**1** Для отримання зручноукладних цементних розчинів в їх склад вводять неорганічні пластифікатори (вапно або глину) або органічні пластифікатори-мікропіноутворювачі (милонфт, підмільний луг тощо), а також відходи промисловості (карбідний мул, цементний пил тощо)

**2** Склади розчинів з застосуванням в'язучих різних видів для будівель зі строком служби 100, 50 і 25 років наведені в таблиці В.1 додатка.

**3** Витрати в'язучих на 1 м<sup>3</sup> піску і 1 м<sup>3</sup> розчину наведені в таблиці В.2 додатка.

**4** Витрати в'язучих в залежності від необхідного строку служби та вологих умов, в яких будівля знаходиться під час експлуатації, приймають не нижче наведених в таблиці В.3.

**5** У масовому малоповерховому будівництві в літніх умовах, коли не потрібні розчини високих марок, застосовують цементно-вапняні і цементно-глиняні розчини (таблиці В.4, В.5).

**Таблиця В.1** - Склади розчинів за об'ємом із застосуванням в'язучих різних видів

Марка в'язучого	Марка розчину							
	20	15	10	7,5	5	3,5	1	0,4
<b>Склади цементно-вапняних і цементно-глиняних розчинів для надземних і підземних конструкцій</b>								
<b>А. При відносній вологості повітря приміщень до 60% і для фундаментів в маловологих ґрунтах</b>								
500	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,5:5,5	1:0,8:7	—	—	—	—
500	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,5:5,5	1:0,8:7	—	—	—	—
400	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,5:5,6	1:0,9:8	—	—	—
300	—	1:0,1:2,5	1:0,2:3,5	1:0,3:4	1:0,6:6	1:1,4:10,5	—	—
200	—	—	—	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,8:7	—	—
150	—	—	—	—	—	1:0,3:4	1:1,2:9,5	—
100	—	—	—	—	—	1:0,1:2	1:0,5:5	—
50	—	—	—	—	—	—	1:0,1:2,5	1:0,7:6
25	—	—	—	—	—	—	—	1:0,2:3
<b>Б. При відносній вологості повітря приміщень понад 60% і для фундаментів у вологих ґрунтах</b>								
500	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,5:5,5	1:0,8:7	—	—	—	—
400	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,5:5,5	1:0,9:8	—	—	—
300	—	1:0,1:2,5	1:0,2:3,5	1:0,3:4	1:0,6:6	1:1:10,5 1:1:9*	—	—
200	—	—	—	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,8:7	1:1:9 1:0,8:7*	—
400	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,5:5,5	1:0,9:8	—	—	—

Кінець таблиці В.1

Марка в'язучого	Марка розчину							
	20	15	10	7,5	5	3,5	1	0,4
300	—	1:0,1:2,5	1:0,2:3,5	1:0,3:4	1:0,6:6	1:1:10,5 1:1:9*	—	—
200	—	—	—	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,8:7	1:1:9 1:0,8:7*	—
150	—	—	—	—	—	1:0,3:4	1:0,5:5	—
100	—	—	—	—	-	1:0,1:2	—	—
<b>Склади цементних розчинів для фундаментів та інших конструкцій, розташованих в насичених водою ґрунтах і нижче рівня ґрунтових вод</b>								
500	1:0:3	1:0:4	1:0:5,5	1:0:6	—	—	—	—
400	1:0:2,5	1:0:3	1:0:4,5	1:0:5,5	—	—	—	—
300	—	1:0:2,5	1:0:3	1:0:4	1:0:6	—	—	—
200	—	—	—	1:0:2,5	1:0:4	—	—	—
* В чисельнику наведені склади цементно-вапняних розчинів, в знаменнику - цементно-глиняних.								
<b>Примітка.</b> Склади розчинів встановлені з урахуванням наступних показників:								
густина в'язучих марки від 200 до 500 1100 кг/м <sup>3</sup> « 150 900 кг/м <sup>3</sup> « 25 до 100 700 кг/м <sup>3</sup> густина вапняного тіста 700 кг/м <sup>3</sup> густина глиняного тіста з глибиною занурення в нього стандартного конуса на 130-140 мм; пісок вологістю (3-7) %.								

**Таблиця В.2 - Витрати в'язучих, кг на 1 м<sup>3</sup> піску/розчину**

Марка в'язучого	Марка розчину							
	20	15	10	7,5	5	2,5	1	0,4
500	360	280	205	160	140	—	—	—
	410	330	245	195	175			
400	450	350	255	200	—	—	—	—
	490	400	300	240				
300	—	470	340	270	185	105	—	—
		510	385	310	225	135		
200	—	—	—	405	280	155	—	—
				445	325	190		
150	—	—	—	—	—	206	93	—
						240	110	
100	—	—	—	—	—	310	140	—
						330	165	
50	—	—	—	—	—	—	280	120
							320	145
25	—	—	—	—	—	—	—	240
								270
<b>Примітка.</b> Витрату в'язучих на 1 м піску (чисельник) і на 1 м розчину (знаменник) відносять до цементно-вапняних і цементно-глиняних розчинів. Для розчинів без добавок вапна і глини і розчинів з добавками органічних пластифікаторів-мікропіноутворювачів витрату в'язучих встановлюють на підставі лабораторних даних.								

**Таблиця В.3** - Мінімальна витрата в'язучих

Вологий режим	Розчин, кг/м <sup>3</sup>	
	цементно-вапняний	цементно-глиняний
Приміщення сухі (відносна вологість до 60 %) і фундаменти в маловологих ґрунтах	75	100
Вологі приміщення (відносна вологість вище 60 %) і фундаменти у вологих ґрунтах	100	125

**Примітка 1.** Дозування вапна прийнято у вигляді тіста густиною 1400 кг/м<sup>3</sup>.  
**Примітка 2.** Пісок прийнятий вологістю (3-7) %.

**Таблиця В.4** - Склади вапняних розчинів

Сорт вапна	Склад розчину за об'ємом (вапняне тісто: пісок)	Марка розчину		
		28 діб	3 міс.	6 міс.
Повітряне вапно:				
1-го сорту	1:4,5	0,4	0,4	1
2-го сорту	1:4	0,4	0,4	
Слабке гідралічне вапно	1:4,5	0,4	1	1

**Примітка 1.** Дозування вапна прийнято у вигляді тіста густиною 1400 кг/м<sup>3</sup>.  
**Примітка 2.** Пісок прийнятий вологістю (3-7) %.

**Таблиця В.5** - Склади глиняних розчинів

Розчин	Добавки	Склад розчину за об'ємом (глина : добавка : пісок)	Марка розчину	
			в сухому кліматі	в помірно-вологодому кліматі
Глиняний: на жирній глині	Без добавки	1:0:4	1	0,2
на глині середньої жирності	Те саме	1:0:3	1	0,2
на худій глині або суглинку	»	1:0:2,5	1	0,2
Глиняний з чорними в'язучими	Чорні в'язкі (дьоготь, бітум, пек)	1:2,5:4	0,4	0,4

**Примітка 1.** Глиняні розчини застосовують в літніх умовах для надземної кладки переважно в сухому кліматі за нормальної вологості повітря приміщень.  
**Примітка 2.** При застосуванні твердих чорних в'язучих попередньо готують емульсію з глини з чорними в'язучими в підігрітому стані.

ДОДАТОК Г

(обов'язковий)

ГРАФІКИ ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ ПОЛОЖЕННЯ ЦЕНТРА ВАГИ І МОМЕНТУ ІНЕРЦІЇ ТАВРОВИХ ПЕРЕРІЗІВ

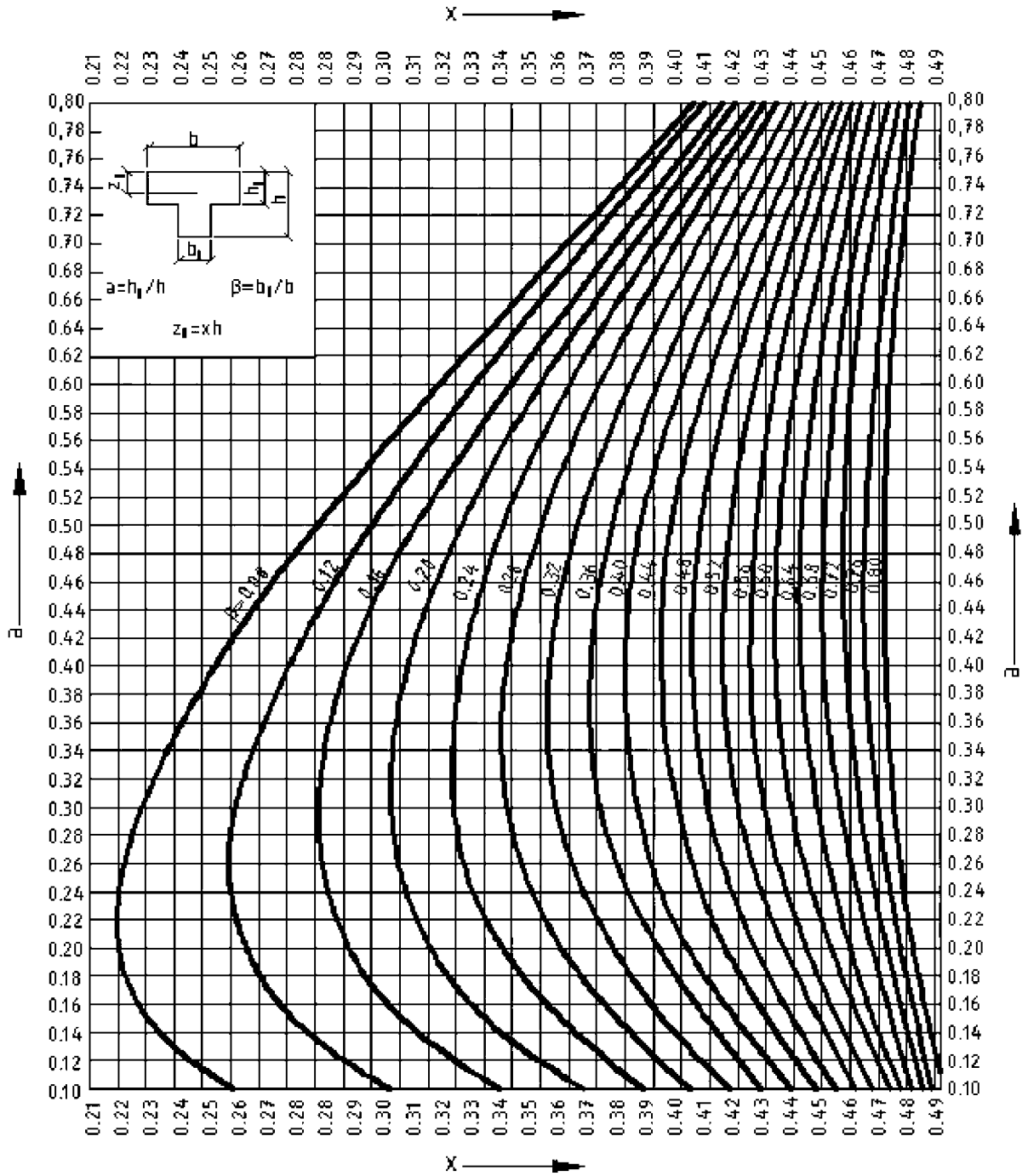


Рисунок Г.1 – Графік для визначення положення центра ваги



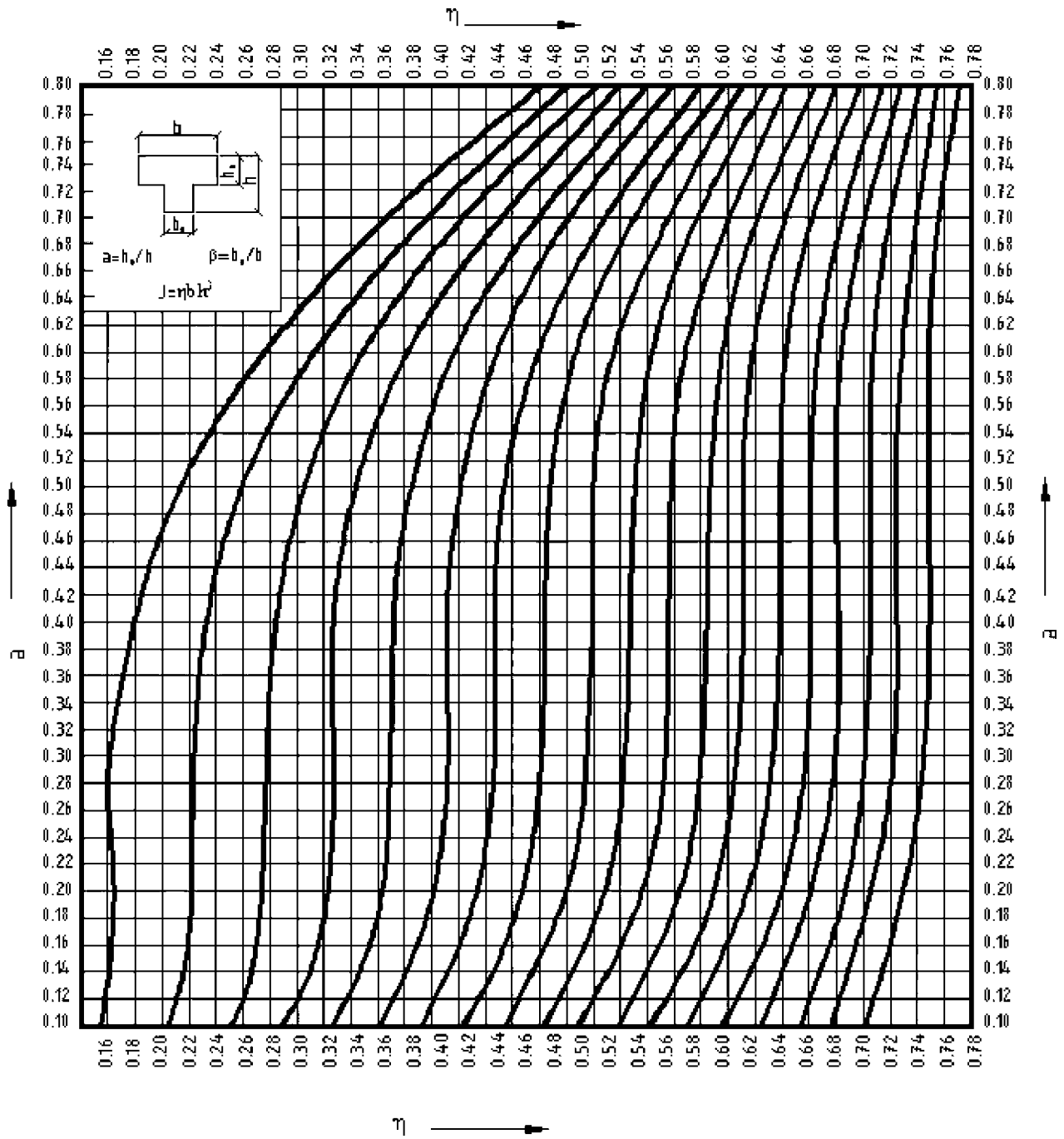


Рисунок Г.2 – Графік для визначення моменту інерції

## ДОДАТОК Д

(обов'язковий)

### ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СТИСНУТОЇ ЧАСТИНИ ПЛОЩІ ПЕРЕРІЗУ КЛАДКИ ПРИ ПОЗАЦЕНТРОВОМУ СТИСКУ

1 У загальному випадку для складних типів позацентрово стиснутих поперечних перерізів положення межі розрахункової стиснутої частини перерізу визначають з умови рівності нулю статичного моменту цієї частини перерізу відносно осі, що проходить через точку прикладення стискальної сили.

2 Для таврового перерізу відстань від точки прикладення сили до межі розрахункової стиснутої зони визначають за формулами:

а) при ексцентриситеті в бік полиці (рисунк Л 1)

$$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2} (2e_1 - c) + (e_1 - c)^2} . \quad (\text{Д.1})$$

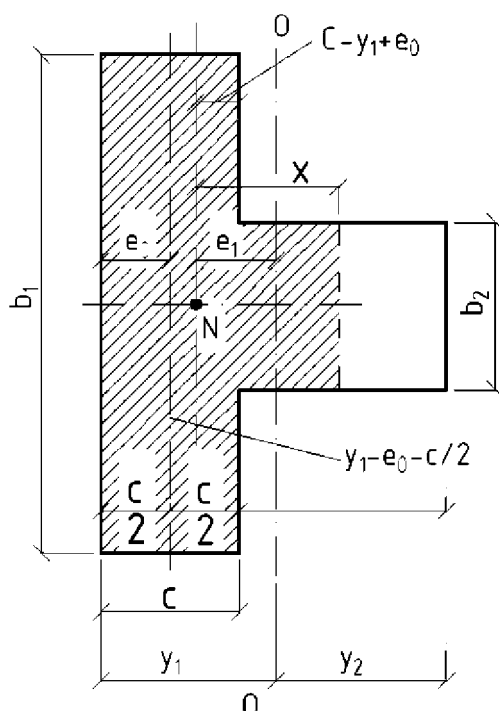


Рисунок Д.1 – Ексцентриситет в бік полиці

Якщо  $e_1 = \frac{c}{2}$ , то в стиснуту частину буде входити лише частина полиці, симетрична відносно точки прикладення сили N; в цьому випадку:

$$x = e_1;$$

б) при ексцентриситеті в бік ребра (рисунк Д.2)

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1} (2e_2 - d) + (e_2 - d)^2} . \quad (\text{Д.2})$$

при  $e_2 \leq \frac{d}{2}$ ;  $x = e_2$ .

**Примітка.** Для випадку великих ексцентриситетів ( $e_0 \geq 0,45y$ ) можна приймати для таврового перерізу наближено

$$A_c = 2b(y - e_0),$$

де b - ширина стиснутої полиці або стінки таврового перерізу в залежності від напрямку ексцентриситету.

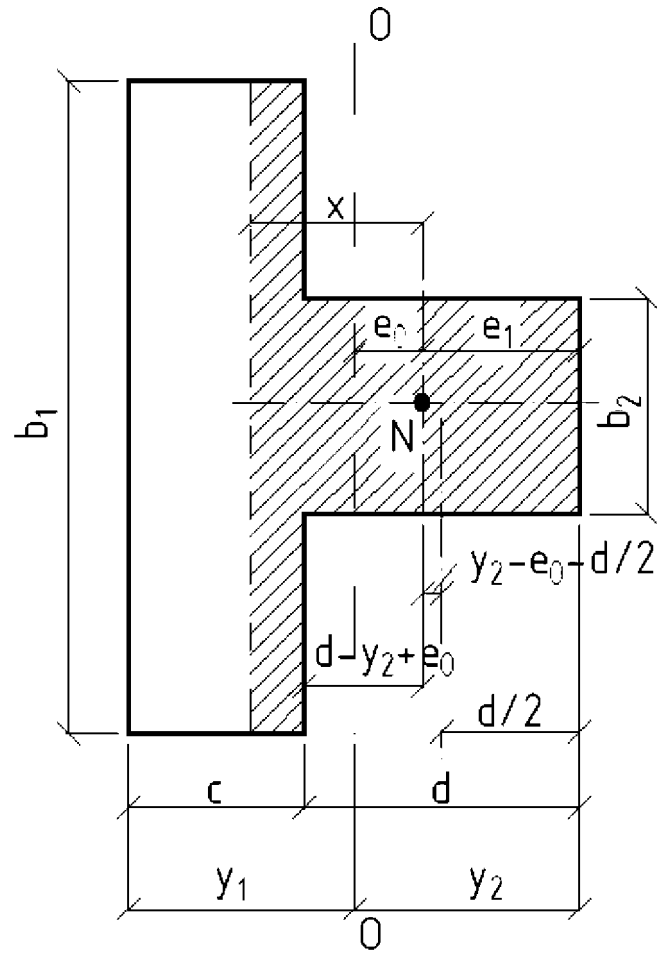


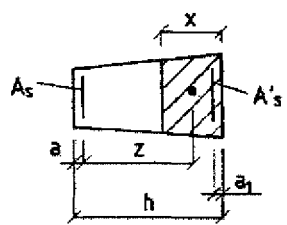
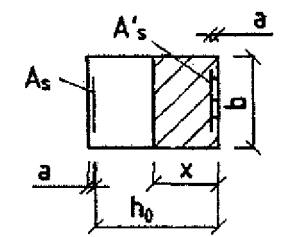
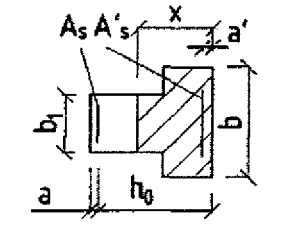
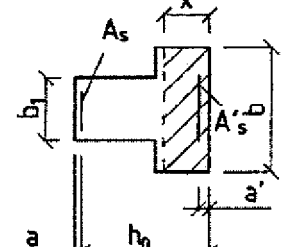
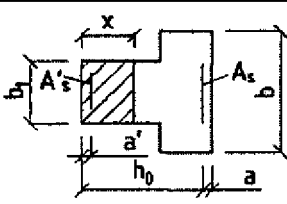
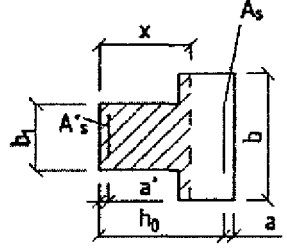
Рисунок Д.2 – Ексцентриситет в бік ребра

**ДОДАТОК Е**

(обов'язковий)

**РОЗРАХУНОК АРМОКАМ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ПОЗДОВЖНЬОЮ АРМАТУРОЮ ПРИ ПОЗАЦЕНТРОВОМУ СТИСКУ**

**Таблиця Е.1** - Визначення  $S_c$  при відомому  $x$

Форма перерізу	Схема $S_c$ перерізу	Положення нейтральної осі	Формули для визначення
Довільна		Між арматурою $A_s$ і $A'_s$	$S_c = A_c z \quad (E.1)$ де $A_c$ – площа стиснутої зони перерізу кладки; $z$ – відстань від центра ваги стиснутої зони перерізу кладки до арматури $A_s$
Прямокутна		Те саме	$S_c = bx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (E.2)$ де $b$ – ширина перерізу; $x$ – висота стиснутої зони; $h_0$ – розрахункова висота перерізу
Таврова		Вісь проходить в ребрі перерізу, полиці та частина ребра стиснуті	$S_c = S_0 - \frac{b_1}{2} (h_0 - x)^2, \quad (E.3)$ де $b_1$ – ширина ребра; $S_0$ – статичний момент
Таврова		Вісь проходить в полиці, частина або вся полиця стиснута, ребро в розтягнутій зоні	всього перерізу кладки щодо центра ваги розтягнутої менш стиснутої арматури $A_s$ $S_c = bx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (E.4)$ де $b$ – ширина полиці
Таврова		Вісь проходить в ребрі, все ребро або частина стислі, полиця в розтягнутій зоні	$S_c = b_1 x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (E.5)$
Таврова		Вісь проходить в полиці, все ребро і частина полиці стиснуті	$S_c = S_0 - \frac{b}{2} (h_0 - x)^2, \quad (E.6)$

Примітка. Стисла зона перерізу на ескізах заштрихована.

**1** У таблиці Е.2 наведено основні умови і формули розрахунку міцності позацентрово стиснутих елементів з поздовжньою арматурою. З цих формул видно, що при позацентровому стиску в разі 1 ( $S_c < 0,8S_0$ ) міцність перерізу обумовлюють двома основними умовами рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил:

- розрахункове зусилля  $N$  повинно дорівнювати або менше проекції сил на поздовжню вісь елемента, формули (Е.7), (Е.9), (Е.11), (Е.13);

- сума моментів відносно точки докладання поздовжньої розрахункової сили дорівнює нулю, формули (Е.8), (Е.10). При цьому прийнята прямокутна еюра граничних напружень в кладці (див. рисунок 9.3). Необхідно також дотримання умови  $z \leq h_0 - a_1$ .

Умова міцності позацентрово стиснутих елементів у випадку  $2S \geq 0,8S_0$ , формули (Е.15) - (Е.20), прийнята на підставі експериментально встановленої закономірності, що момент, що сприймають кладкою щодо центра ваги менш стислої (розтягнутої) арматури  $A_s$ , не залежить від ексцентриситету поздовжньої сили  $e_0$  ( $e_0$  - відстань від точки прикладання сили до центра ваги перерізу).

**2** При розрахунку перерізів з поздовжньою арматурою спочатку необхідно встановити, до якого розрахункового випадку віднести розріз, що розглядають. Для цього необхідно визначити  $S_c$  або  $x$ .

При прямокутній формі перерізу за формулою (Е.12) при подвійному армуванні і формулою (Е.18) при одиночному армуванні визначають висоту стиснутої зони  $x$  і за умови  $S_c \leq 0,8S_0$  або  $S_c \geq 0,8S_0$  встановлюють, до якого випадку позацентрового стиску відноситься виконаний розрахунок.

Для непрямокутної форми перерізу за формулами (Е.8) і (Е.10) визначають статичний момент  $S_{cN}$ . Потім за  $S_{cN}$  визначають  $x$ , по  $x$  знаходять  $S_c$  за умови  $S_c < 0,8S_0$  або  $S_c \geq 0,8S_0$  встановлюють, до якого випадку відноситься розглянутий розрахунок.

**3** При проектуванні елементів з поздовжньою арматурою доводиться в основному вирішувати наступні завдання:

- а) за заданим ексцентриситетом і величиною поздовжньої сили  $N$ , перерізом кладки  $A$  і розрахунковими опорами кладки і арматури підбирати переріз арматури (таблиця Е.3);

- б) за заданим ексцентриситетом поздовжньої сили  $N$ , площах перерізу кладки  $A$ , арматури  $A_s$  і  $A_s'$ , розрахунковими опорами кладки  $f_d$  і арматури  $f_{ud}$  перевіряти розрахункову несучу здатність елемента (таблиця Е.4).

**Таблиця Е.2** - Основні формули і умови для розрахунку міцності позацентрово стиснутих елементів з поздовжньою арматурою

Позацентровий	Форма	Необхідні умови	Основні формули для розрахунку міцності	
			при армуванні перерізу подвійною арматурою	при армуванні перерізу одиночною арматурою тільки в розтягнутій зоні
Випадок 1	Будь-яка	$S_c < 0,8S_0$ $z \leq h_0 - a'$	$N \leq \varphi(0,85m_g f_d A_c + f'_{sc} A'_s - f_{ud} A_s)$ (E.7)	$N \leq \varphi(\omega m_g f_d A_c - f_{ud} A_s)$ (E.9)
			Положення нейтральної осі визначають з рівняння $0,85m_g f_d R_{cN} \pm f'_{sc} A'_s - f_{ud} A_s$ (E.8)	Положення нейтральної осі визначають з рівняння $\omega m_g f_d S_{cN} - f_{ud} A_s e_0 = 0$ (E.10)
	Прямокутна	$x \geq 0,55h_0$ $x \geq 2a'$	$N \leq \varphi(0,85m_g f_d b x + f'_{sc} A'_s e' - f_{ud} A_{se})$ (E.11) Положення нейтральної осі визначають з рівняння $0,85m_g f_d b x \left( e - h_0 + \frac{x}{2} \right) \pm f'_{sc} A'_s e' - f_{ud} A_s e = 0$ (E.12)	$N \leq \varphi(\omega m_g f_d b x - f_{ud} A_s)$ (E.13) Положення нейтральної осі визначають з рівняння $\omega m_g f_d b x \left( e - h_0 + \frac{x}{2} \right) - f_{ud} A_s e_0 = 0$ (E.14)
Випадок 2	Будь-яка	$S_c \geq 0,8S_0$	$N \leq \frac{\varphi}{e} (0,85m_g f_d S_0 + f'_{sc} S_s)$ (E.15)	$N \leq \frac{\varphi \omega m_g f_d S_0}{e}$ (E.17)
			$N \leq \frac{\varphi}{e'} (0,85m_g f_d S'_0 + f_{ud} S'_s)$ (E.16) Положення нейтральної осі визначають з рівняння (E.8)	Положення нейтральної осі визначають з рівняння (E.10)
	Прямокутна	$x \geq 0,55h_0$	$N \leq \frac{\varphi [0,42m_g f_d b h_0^2 + f'_{sc} A'_s (h_0 - a')]}{e}$ (E.18) $N \leq \frac{\varphi [0,42m_g f_d b h_0^2 + f'_{sc} A'_s (h_0 - a)]}{e}$ (E.19) Положення нейтральної осі визначають з рівняння (E.12)	$N \leq \frac{\varphi \omega m_g f_d b h_0^2}{2e}$ (E.20) Положення нейтральної осі визначають з рівняння (E.20)

Позначки, прийняті в таблиці Е.2:

$S_0$  - статичний момент всього перерізу кладки щодо центра ваги розтягнутої  $A_s$  або менш стиснутої арматури;

$S_c$  - статичний момент стиснутої зони перерізу кладки щодо центра ваги розтягнутої  $A_s$  або менш стиснутої арматури;

$S_{cN}$  - статичний момент стиснутої зони кладки щодо точки прикладання сили;

$z$  - відстань від центра ваги стиснутої зони кладки до центра ваги арматури  $A_s$ ;

$S'_0$  - статичний момент площі всього перерізу щодо центра ваги перерізу стиснутої арматури  $A'_s$ ;

$S_s$  і  $S'_s$  - відповідно статичні моменти площі перерізу арматури  $A_s$  та  $A'_s$  щодо центра ваги менш стислої або розтягнутої арматури  $A_s$  та  $A'_s$  арматури щодо центра ваги арматури  $A'_s$ ;

$e$  і  $e'$  - відповідно відстань від точки прикладання сили до центра ваги арматури  $A_s$  і  $A'_s$  ;  
 $b$  - ширина перерізу;  
 $x$  - висота стиснутої зони;  
 $a$  і  $a'$  - товщина захисного шару арматури  $A_s$  і  $A'_s$  ;  
 $h_0 = h - a$  і  $h' = h - a'$  - розрахункові висоти перерізу;  
 $h$  - повна висота перерізу.

**Примітка.** У формулах (Е.8) і (Е.12) знак "плюс" приймають при додатку поздовжньої сили за межами відстані між центрами ваги арматури  $A_s$  і  $A'_s$  і знак "мінус" - при додатку поздовжньої сили між центрами ваги арматури  $A_s$  і  $A'_s$ .

**Таблиця Е.3** - Послідовність і формули підбору перерізу арматури за заданими  $e_0$ ,  $N$ ,  $A$ ,  $f_d$ ,  $f_{ud}$

Перерізи з подвійною арматурою		Перерізи з одиночною арматурою	
довільної форми	прямокутні	довільної форми	прямокутні
Висота стиснутої зони $x$ визначають за формулою $x = \frac{f_{ud} h_0 + f_{sc} a'}{f_{ud} + f_{sc}} \quad (E.21)$ $x = h_0 \text{ при } e_0 \leq 0,22h_0 + 0,5a$		Із формул (Е.9) і (Е.10) визначаємо: $A_c - \frac{S_{cN}}{e} = \frac{N}{\varphi \omega m_g f_d} \quad (E.30)$	За формулами (Е.13) і (Е.14) визначаємо $x$ : $x = h_0 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{N_e}{0,5\omega m_g \varphi f_d b h_0^2}} \right) \quad (E.32)$
У випадку 1 визначаємо $A_s$ і $A'_s$ із формул (Е.7) і (Е.8) (див. таблицю Ж.2)	У випадку 1 визначаємо $A_s$ і $A'_s$ із формул (Е.11) і (Е.12) (див. таблицю Е.2)	За знайденим $A_c - \frac{S_{cN}}{e}$ визначаємо $x$ , а по $x$ знаходимо $A_c$ і $S_c$ і робимо порівняння $S_c$ із $S_0$	Якщо $x \leq 0,55h_0$ , то $A_s$ визначаємо за формулою (Е.33)
$A'_c = \frac{1}{f_{sc} \left( 1 \pm \frac{e'}{e} \right)} \left[ \frac{N}{\varphi} - 0,85 m_g f_d \times (A_c - S_c N_e) \right]; \quad (E.22)$ $A_s = \frac{1}{f_{yd} e} (\pm f_{sc} A'_c e' + 0,85 m_g f_d S_{cN}) \quad (E.23)$	$A'_s = \frac{1}{f_{sc} \left( 1 \pm \frac{e'}{e} \right)} \left[ \frac{N}{\varphi} - 0,85 m_g f_d b \frac{x}{e} \times (h_0 - x^2) \right]; \quad (E.26)$ $A_s = \frac{1}{f_{yd} e} [\pm f'_{ud} A'_s e' + 0,85 m_g f_d b x \times (e - h_0 + x^2)]; \quad (E.27)$	Якщо $S_c < 0,8 S_0$ , то кількість арматури $A_s$ визначаємо за формулою $A_s = \frac{\omega m_g f_d S_{cN}}{f_{ud} e} \quad (E.31)$	

Кінець таблиці Е.3

Перерізи з подвійною арматурою		Перерізи з одиночною арматурою	
довільної форми	прямокутні	довільної форми	прямокутні
Перевіряємо умову $z \leq h_0 - a'$	Перевіряємо умову $x \geq 2a'$	Якщо $S_c \leq 0,8S_0$ , розрахунок ведуть з випадку 2 (див. таблицю Е.2) позацентрового стиску, і арматуру $A_s$ визначають за формулою (Е.23), а міцність стиснутої зони перевіряють за формулою (Е.17)	Якщо $x \geq 0,55h_0$ , маємо випадок 2 позацентрового стиску, і арматуру $A_s$ визначають за формулою (Е.33), а міцність стиснутої зони перевіряють за формулою (Е.20)
У разі $2A'_s$ і $A_s$ визначаємо з формул (Е.15) і (Е.16) (див. таблицю Е.2) $A'_s = \frac{1}{f_{sc}(h_0 - a')} \left( \frac{Ne}{\varphi} - 0,85m_g f_d S_0 \right)$ (Е.24)	У разі і $2A'_s$ визначаємо з формул (Е.18) і (Е.19) (див. таблицю Е.2) $A'_s = \frac{1}{f_{sc}(h_0 - a')} \left( \frac{Ne}{\varphi} - 0,42m_g f_d b h_0^2 \right)$ (Е.28)	–	–
Арматуру $A_s$ визначають за формулою (Е.23). При розташуванні між $A'_s$ і $A_s$ необхідно додаткове дотримання умови, щоб $A_s \geq \frac{1}{f_{ud}(h'_0 - a)} \left( \frac{Ne'}{\varphi} - 0,85m_g f_d S'_0 \right)$ (Е.25)	А арматуру $A_s$ визначаємо за формулою (Е.27). При розташуванні між арматурою $A'_s$ і $A_s$ необхідно додаткове дотримання умови, щоб $A_s \geq \frac{1}{f_{ud}(h'_0 - a)} \left( \frac{Ne'}{\varphi} - 0,42m_g f_d b h_0^2 \right)$ (Е.29)	–	–
<p><b>Примітка 1.</b> У формулах (Е.22) і (Е.26) знак "плюс" перед <math>A'_s</math> і <math>e'/e</math> приймають при розташуванні поздовжньої сили <math>N</math> між центрами ваги арматури <math>A_s</math> і <math>A'_s</math> і знак "мінус" – при розташуванні поздовжньої сили за межами центра ваги арматури <math>A_s</math> і <math>A'_s</math>, в формулах (Е.23) і (Е.27) – навпаки.</p> <p><b>Примітка 2.</b> Умовні позначення см. в таблиці Е.2.</p> <p><b>Примітка 3.</b> Формула (Е.21) визначає значення, яке відповідає мінімальній витраті арматури.</p>			



**Таблиця Е.4** - Послідовність розрахунку при визначенні розрахункової несучої здатності  $N_u$  елементів з поздовжньою за заданими  $e_0, A, A_s, A'_s, f_d$  і  $f_{ud}$  (при використанні для обчислення формул таблиці Е.2 приймають  $N_u = N$ )

Переріз з подвійною арматурою		Переріз з одиночною арматурою	
довільної форми	прямокутний	довільної форми	прямокутний
Визначаємо $S_{cN}$ із формули (Е.8) $S_{cN} = \frac{f_{ud}A_s e \pm f_{sc}A'_s e'}{0,85m_g f_d} \quad (\text{Е.34})$	Визначаємо $x$ із формули (Е.12) $x = h_0 - e + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{f_{ud}A_s e \pm f_{sc}A'_s e'}{0,42m_g f_d b}} \quad (\text{Е.35})$	Визначаємо $S_{cN}$ із формули (Е.10) (Е.36)	Визначаємо $x$ із формули (Е.14) $x = h_0 - e + 1 - \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{f_{ud}A_s e}{0,5\omega m_g f_d b}} \quad (\text{Е.37})$
За $S_{cN}$ визначаємо $x$ і по $x$ знаходимо $S_c$ , яке порівнюємо з $S_0$	Якщо отримане значення $x < 0,55h_0$ , то за формулою (Е.11) визначаємо $N_u = N$ і додатково перевіряємо $x \geq 2a'$	За $S_{cN}$ визначаємо $x$ , а по $x$ знаходимо $S_c$ і порівнюємо $S_c$ з $S_0$	Якщо $x < 0,55h_0$ , то за формулою (Е.13) визначаємо $N_u = N$
Якщо $S_c < 0,8S_0$ , визначаємо $x$ і за формулою (Е.7) несучу здатність перерізу. Перевіряють умову $z \leq h_0 - a'$	Якщо $x \geq 0,55h_0$ , то $N_u = N$ визначаємо за формулою (Е.18)	Якщо $S_c < 0,8S_0$ то вираховуємо $A_c$ за формулою (Е.9) і знаходимо $N_u = N$	Якщо $x \geq 0,55h_0$ , то $N_u = N$ визначають за формулою (Е.20)
Якщо $S_c > 0,8S_0$ , то несучу здатність перерізу визначають за формулою (Е.15). У випадках, коли $N$ розташовується між арматурою $A_s$ і $A'_s$ , необхідно додатково перевірити за формулою (Е.16). За розрахункове $N_u$ приймають менше значення $N$ за умови (Е.15) і (Е.16)	При розташуванні $N$ між арматурою $A_s$ і $A'_s$ , необхідно $N$ визначити за додатковою умовою (Е.19). За розрахункове $N_u$ приймають менше значення $N$ із формул (Е.18) і (Е.19)	Якщо $S_c > 0,8S_0$ то $N_u = N$ визначаємо за формулою (Е.17)	—
<b>Примітка.</b> У формулах (Е.34) і (Е.35) знак "мінус" приймають при додаванні поздовжньої сили за межами відстані між центрами ваги арматури, знак "плюс" – при додаванні поздовжньої сили між центрами ваги арматури $A_s$ і $A'_s$			

**ДОДАТОК Ж**

(довідковий)

**ТАБЛИЦІ ВЕЛИЧИН, ЩО ЗАСТОСОВУЮТЬСЯ ПРИ РОЗРАХУНКУ  
ТОНКОСТІННИХ СКЛЕПІНЬ ПОДВІЙНОЇ КРИВИЗНИ**

**Таблиця Ж.1** - Координати  $x$  і  $y$  і тангенсів  $\text{tg } \varphi$  кутів, утворених дотичними з горизонталлю, для різних точок осі склепіння при обрисах її по ланцюговій лінії, по окружності і по квадратній параболі

f//	Значення $y$ і $\text{tg } \varphi$ при $x//$											Множ- ник
	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	
По ланцюговій лінії												
1/2	$y = 0,00$	0,22	0,40	0,55	0,68	0,79	0,87	0,93	0,97	0,99	1,00	f
	$\text{tg } \varphi = 2,44$	2,04	1,70	1,40	1,14	0,90	0,70	0,51	0,33	0,16	0,00	—
1/3	$y = 0,00$	0,21	0,39	0,54	0,67	0,77	0,85	0,92	0,96	0,99	1,00	f
	$\text{tg } \varphi = 1,49$	1,29	1,10	0,93	0,78	0,63	0,49	0,36	0,24	0,12	0,00	—
1/4	$y = 0,00$	0,20	0,38	0,53	0,66	0,76	0,85	0,92	0,96	0,99	1,00	f
	$\text{tg } \varphi = 1,07$	0,94	0,82	0,70	0,59	0,48	0,38	0,28	0,19	0,09	0,00	—
1/5	$y = 0,00$	0,20	0,37	0,52	0,65	0,76	0,85	0,91	0,96	0,99	1,00	f
	$\text{tg } \varphi = 0,85$	0,75	0,65	0,56	0,48	0,39	0,31	0,23	0,15	0,08	0,00	—
По окружності												
1/6	$y = 0,00$	0,20 9	0,38 6	0,538	0,665	0,770	0,854	0,918	0,96 4	0,991	1,00	m
	$\text{tg } \varphi = 0,75$	0,64 1	0,54 7	0,464	0,386	0,315	0,247	0,183	0,12 1	0,061	0,00	—
1/7	$y = 0,00$	0,20 2	0,37 9	0,530	0,658	0,765	0,850	0,917	0,96 3	0,991	1,00	f
	$\text{tg } \varphi = 0,621$	0,54 0	0,46 7	0,399	0,335	0,274	0,216	0,16	0,10 7	0,053	0,00	—
По квадратній параболі												
	$y = 0,00$	0,19	0,36	0,51	0,64	0,75	0,84	0,91	0,96	0,99	1,00	f
	$\text{tg } \varphi = 4,00,$	3,60	3,20	2,80	2,40	2,00	1,60	1,20	0,80.	0,40	0,00	f//

**Таблиця Ж.2** - Опорні реакції в двохшаровій арці параболічного обриса

Схеми завантаження		
Вертикальні реакції		
$V_A = V_B = 0,5gl$	$V_A = V_B = 0,167gl$	$V_A = 0,375pl ; V_B = 0,125pl$
Розпір		
$H = 0,125 \frac{gl^2}{f} k$	$H = 0,0238 \frac{gl^2}{f} k$	$H = 0,0625 \frac{pl^2}{f} k$

За наявності затягувань коефіцієнт  $k$  враховує вплив пружного подовження затягувань і обтиснення склепіння:

$$k = \frac{1}{1 + 1,876 \frac{I}{f^2} \left( \frac{E_k}{E_z A_z} + \frac{n}{A} \right)}$$

За відсутності затяжок коефіцієнт  $k$  враховує вплив зміщення опор і обтиснення склепіння:

$$k = \frac{1}{1 + 1,876 \frac{I}{f^2} \left( \frac{2\Delta E_k}{l} + \frac{n}{A} \right)}$$

де  $A$  і  $I$  - площа,  $\text{см}^2$ , і момент інерції,  $\text{см}^4$ , поперечного перерізу склепіння;

$E_k$  - модуль деформацій кладки склепіння,  $\text{кг}/\text{см}^2$  ( $E_k = 0,5E_0$ );

$A_z$  і  $E_z$  - площа,  $\text{см}^2$ , поперечного перерізу і модуль пружності,  $\text{кг}/\text{см}$ , затягування;

$\Delta$  - горизонтальне зміщення опори у п'яті склепіння,  $\text{см}$ , при 1  $\text{кг}$ ;

$n$  - коефіцієнт, що приймають в залежності від підйому склепіння в ключі.

$f/l$	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7
$n$	0,554	0,696	0,785	0,843	0,881	0,911

**Примітка 1.** При навантаженні від власної ваги кладки склепіння приймають  $k = 1$ .

**Примітка 2.** Для склепінь зі стрілою підйому до прольоту  $> 1/3$ , що спираються на фундаменти, при всіх навантаженнях приймають  $k = 1$ .

**Таблиця Ж.3** - Розрахункові характеристики поперечних перерізів склепінь

Склепіння	Розрахунковий переріз склепіння (розміри в $\text{см}$ )			Площа поперечного перерізу $A$ , $\text{см}^2$	Положення центра ваги перерізу $y_0$ , $\text{см}$	Момент інерції перерізу відносно нейтральної осі $x_0-x_0/l$ , $\text{см}^4$	Радіус інерції перерізу $r$ , $\text{см}$	Повна висота перерізу склепіння $h$ , $\text{см}$	Граничні прольоти склепінь, $\text{м}$
	$b$	$f_0$	$\delta$						
Цегляні	200	40	6,5	1410	29,4	204 000	12,0	46,5	12
	200	50	6,5	1470	35,4	344 000	15,3	56,5	15
	200	60	6,5	1540	41,5	503 700	18,1	66,5	18
	200	70	6,5	1610	47,0	726 400	21,2	76,5	21
Цегляні комплексної конструкції	200	70	6,5	2720	41,9	904100	18,2	76,5	24
З важких бетонних і природних каменів	200	50	9,0	2040	36,9	463 600	15,1	59,0	15
	200	60	9,0	2130	43,0	694 700	16,1	69,0	18
	200	70	9,0	2230	48,6	976 500	20,9	79,0	21

**Примітка.** Наведені в таблиці величини граничних прольотів встановлені для склепінь, що перекривають однопрогонові будівлі при відношенні стріли підйому склепінь до прольоту  $= 1/7$ , відсутності ліхтарів верхнього світла і зосереджених навантажень при характеристичному навантаженні від пароізоляційного шару, утеплювача, стяжки і покрівлі до  $150 \text{ кН}/\text{м}^2$  і снігового навантаження для III вітрового району.

**Таблиця Ж.4** - Довжина осі склепіння  $S$

$f/l$	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7
$S$	$1,50 \cdot l$	$1,25 \cdot l$	$1,15 \cdot l$	$1,1 \cdot l$	$1,07 \cdot l$	$1,05 \cdot l$

**ДОДАТОК К**  
(обов'язковий)

**РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ КАМ'ЯНИХ БУДИНКІВ  
НА ТЕМПЕРАТУРНО-ВОЛОГІСНІ ВПЛИВИ І УСАДКУ**

**Загальні вказівки**

**К.1** Розрахунок конструкцій кам'яних будівель на температурно-вологісні впливи і усадку виконують у випадках, коли довжина будівель або відстані між температурними швами перевищують зазначені в 11.22.3.

**К.2** Кам'яні будівлі являють собою складне поєднання конструкцій з різних матеріалів, з різними фізико-механічними властивостями: армованої і неармованої кладок (стіл, стовпів, зводів) і сталевих або залізобетонних елементів (балок, перемичок, перекриттів, затяжок, поясів тощо), які на відміну від кам'яних кладок можуть сприймати значні розтягувальні зусилля.

Неармовані кладки погано працюють при розтягувальні, у зв'язку з чим в них при зниженні температури і усадку можуть виникати тріщини, появи яких важко запобігти звичайними заходами. Тому розрахунок кам'яних конструкцій на дію температури і усадки проводять на міцність і деформативність з урахуванням можливості появи і розкриття в період експлуатації тріщин, безпечних для міцності, довговічності та надійності конструкцій будівель.

У зв'язку з цим розрахунок конструкцій на дію температури по розкриттю тріщин проводять тільки для періоду експлуатації будівлі. Для будівельного періоду розрахунок конструкцій проводять, в основному, на міцність. Розрахунок по розкриттю тріщин в цьому випадку є необов'язковим у зв'язку з короткочасністю цього періоду.

Допустимі величини розкриття тріщин в армованих і неармованих кладках в період експлуатації будівлі наведено в таблиці К.1.

**Таблиця К.1** - Допустиме розкриття температурно-усадочних тріщин, мм, в неармованих і армованих кладках всіх видів в період експлуатації будівель

Конструкції	Стіни			
	зовнішні		внутрішні	
	неармовані	армовані	неармовані	армовані
Несучі стовпи і простінки	Не допускаються	0,4 (0,3)	Не допускаються	0,5 (0,3)
Поперечні і поздовжні стіни в місцях опирання перекриттів	$0,5 \delta_c \leq 1,5(1)$	0,4 (0,3)	$0,5 + \delta_c \leq 1,5(1)$	0,5 (0,3)
Суцільні (без отворів) ділянки стін довжиною 3 м і більше; міжвіконний пояс, цоколі, фронтони	$1 + \delta_c \leq 2(1,5)$	0,4 (0,3)	$1 + \delta_c \leq 2(1,5)$	0,5 (0,3)
Кладка стін, пілястр в місцях опирання великопрольотних ( $l \geq 6$ м) ферм, балок, прогонів тощо	Не допускаються	0,4 (0,2)	Не допускаються	0,4 (0,2)
<p><b>Примітка 1.</b> Цифри без дужок відносяться до будівель з нормальним температурно-вологим режимом експлуатації, в дужках - з вологим і мокрим режимами.</p> <p><b>Примітка 2.</b> Зазначені в таблиці допуски можуть бути змінені за відповідного обґрунтування, наприклад, на , підставі використання досвіду експлуатації аналогічних конструкцій. <math>\delta_c</math> - розкриття тріщин при усадці визначають за формулою (К.73).</p>				

**К.3** Конструкції кам'яних будівель розраховують на найбільш несприятливий випадок роботи кладки – розтяг, яке виникає при зниженні температури (взимку) і при усадці. Розрахунок проводять в пружній стадії на розрахункові зміни середніх наведених температур перерізу і перепадів температур по товщині  $\Delta\theta$  з урахуванням впливу коливань вологості повітря, сонячної радіації та усадки, які можуть бути як в період будівництва, так і експлуатації будівлі. Розрахункові значення середніх температур  $\Delta t$  і  $\Delta\theta$  визначають відповідно до вказівок К.7 - К.8.

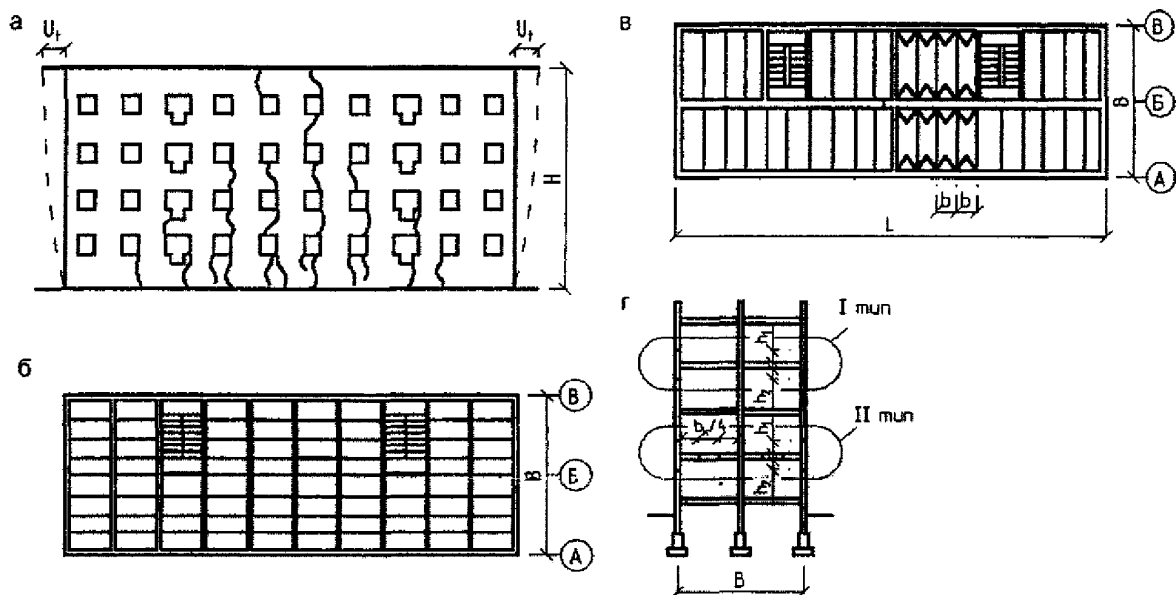
**К.4** Розрахунок на дію температури  $\Delta t$  проводять при визначенні поздовжніх сил і переміщень у площині конструкцій; розрахунок на дію температури  $\Delta\theta$  проводять для визначення зусиль і переміщень конструкцій при їх викривленні або вигині з площини.

При одночасній дії температур  $\Delta t$  і  $\Delta\theta$  (наприклад, для зовнішніх стін опалюваних будівель) відповідні зусилля і переміщення складають на підставі принципу незалежності дії сил.

**К.5** При утворенні в неармованій кладці стін наскрізних тріщин розрахункова схема будівлі (при наявності збірних перекриттів) може змінюватися, тому що при цьому будівлю розділяють на окремі незв'язні блоки (рисунк К.1, а, в). В армованих стінах утворення тріщин зазвичай не змінює розрахункову схему, змінюються тільки жорсткості стін і перекриттів (поздовжня жорсткість тощо).

Під армованою кладкою розуміють кладку, яка містить безперервну поздовжню арматуру як у вигляді окремих стрижнів (армоцегляні пояси, рядові перемички), так і у вигляді арматури залізобетонних та сталевих включень (балок, поясів, плит перекриттів, закладених в стіни тощо), які при розтягу і стиску працюють спільно з кладкою.

В іншому випадку кладку вважають неармованою.



а – фасад; б – будівля з поперечними несучими стінами і збірними перекриттями (I тип); в – те саме з поздовжніми несучими стінами (II тип); г – поперечний переріз будівлі I і II типів

**Рисунок К.1** – Розрахункові схеми багатопверхових будівель з регулярною конструктивною схемою

**К.6** Розрахунок кам'яних конструкцій на температурні впливи виконують для двох стадій роботи кладки: до появи в кладці тріщин (перша стадія), коли максимальні розтягувальні напруження не перевищують тимчасового опору кладки при розтягу по перев'язаному перерізу  $f_{tu} = 2,25f_{хк1}$  :

$$\sigma_{k,max} \leq f_{tu} \quad (K.1)$$

після утворення тріщин (друга стадія), коли:

$$\sigma_{k,max} > f_{tu} \quad (K.2)$$

де  $f_{хк1}$  - розрахунковий опір кладки розтягу по перев'язаному перерізу, що проходить по цеглі або каменю, див. таблицю 9 додатка Р ДБН В.2.6-162.

**Розрахункові температури конструкцій  $\Delta t$  і  $\Delta \theta$**

**К.7** Розрахункові значення наведених середніх температур  $\Delta t$  і  $\Delta \theta$  для зовнішніх і внутрішніх конструкцій опалюваних і неопалюваних будинків в будівельний і експлуатаційний періоди визначають за формулами (К.3) - (К.8) таблиці К.2 цього додатка.

**Таблиця К.2** - Розрахункові значення приведення середніх температур

Період, будівля	Конструкції	Розрахункові температури, °С	Формули
Експлуатаційний, опалювана	Зовнішні стіни	$\Delta t$	$0,5[0,5(t_{m,s,min} + t_{f,n}) - t_{m,s,max}] - A_w - t_c$ (К.3)
		$\Delta \theta$	$t_{f,n} - t_{m,s,min}$ (К.4)
	Внутрішні стіни і перекриття	$\Delta t$	$0,5(t_{f,n} - t_{m,s,max})$ (К.5)
Те саме неопалювана	Зовнішні та внутрішні стіни	$\Delta t$	$0,5(t_{m,s,min} - t_{m,s,max}) - A_w - t_c$ (К.6)
Будівельний, неопалювана	Зовнішні та внутрішні стіни і перекриття	$\Delta t$	$t_{m,s,min} - 0,8 t_{m,m,max} - A_w - 0,5t_c$ (К.7)
		$\Delta \theta$	0 (К.8)

Позначки, прийняті в таблиці К.2:

$t_{m,s,max}$  ,  $t_{m,s,min}$  - максимальна (липнева) і мінімальна (січнева) середньодобові температури зовнішнього повітря (найбільш спекотна та холодна доба) приймають за ДСТУ-Н Б В.1.1-27;

$t_{m,m,max}$  - середньомісячну температуру зовнішнього повітря в липні приймають за ДСТУ-Н Б В.1.1-27;

$t_{f,n}$  - температура внутрішнього повітря взимку (для житлових приміщень дорівнює 28 °С);

$A_w$  ,  $t_c$  - відповідно еквівалентні температури сорбційного зволоження (при коливаннях відносної вологості повітря) і усадки монолітних та збірних неармованих бетонних і кам'яних конструкцій приймають згідно з таблицею К.3; еквівалентну усадку для армованих кам'яних і бетонних конструкцій визначають за формулою:

$$f_{c,s} = (1 - m\mu)t_c \quad (K.9)$$

де  $\mu$  - відсоток армування бетону або кладки;

$m = 0,2$  - приймають для бетону класу  $\geq C10$ ;

$m = 0,5$  - приймають для бетону класу  $< C10$  і всіх видів кладки.

**К.8** Еквівалентну температуру усадки багат шарового (комплексного) перерізу, що складається з шару кладки (k) і бетонного або залізобетонного (b) включень (перемички), при приведенні до показників кладки обчислюють за формулою:

$$t_{c,red(k)} = \frac{1}{\alpha_k} \cdot \frac{\alpha_k t_{c,k} K_k + \alpha_b t_{c,b} K_b}{\alpha_k K_k + \alpha_b K_b}, \quad (K.10)$$

де  $\alpha_k, \alpha_b$  - коефіцієнти температурного розширення кладки й бетону;

$t_{c,k}, t_{c,b}$  - еквівалентні температури усадки кладки й бетону, що приймають згідно з таблицею К.3;

$K_k, K_b$  - поздовжні жорсткості кладки й бетону визначають за К.23 - К.30.

**Жорсткісні характеристики елементів кам'яних і залізобетонних конструкцій.**

**Поздовжня жорсткість і податливість стін і перекриттів**

**К.9** Поздовжню жорсткість при розтягу і стиску монолітної (без тріщин) кладки k або бетону b при роботі в першій стадії визначають за формулами;

- для неармованої кладки (рисунок К.2, а):

$$K_k = E_k A_k; K_b = E_b A_b; \quad (K.11)$$

- для армованої кладки (рисунок К.2, б):

$$K_{sk} = E_k A_k + E_s A_s; \quad (K.12)$$

- для комплексного перерізу (кладка з монолітним залізобетонним включенням без тріщин, рисунок К.2, в):

$$K_{sk} = E_k A_k + E_b A_b + E_s A_s, \quad (K.13)$$

де  $E_k = 0,5E_0$  - модуль деформацій кладки;

$E_b = 0,5E_b$  - модуль деформації бетону;

$E_0, E_b, E_s$  - початкові модулі пружності кладки бетону й арматури;

$A_k, A_b, A_s$  - розрахункові площі перерізу монолітної кладки, бетону та арматури, що визначають відповідно до пункту К.13.

**Таблиця К.3**

Матеріал конструкцій	$A_w, ^\circ C$	Усадка $t_c, ^\circ C$ , конструкцій	
		монолітних	збірних
Бетон	-5	40	20
Кладка з силікатної цегли (блоків)	-7	30	15
Кладка з каменів легкого і пористого бетонів (блоків)	-10	30	15
Кладка з глиняної цегли (блоків)	0	0	0

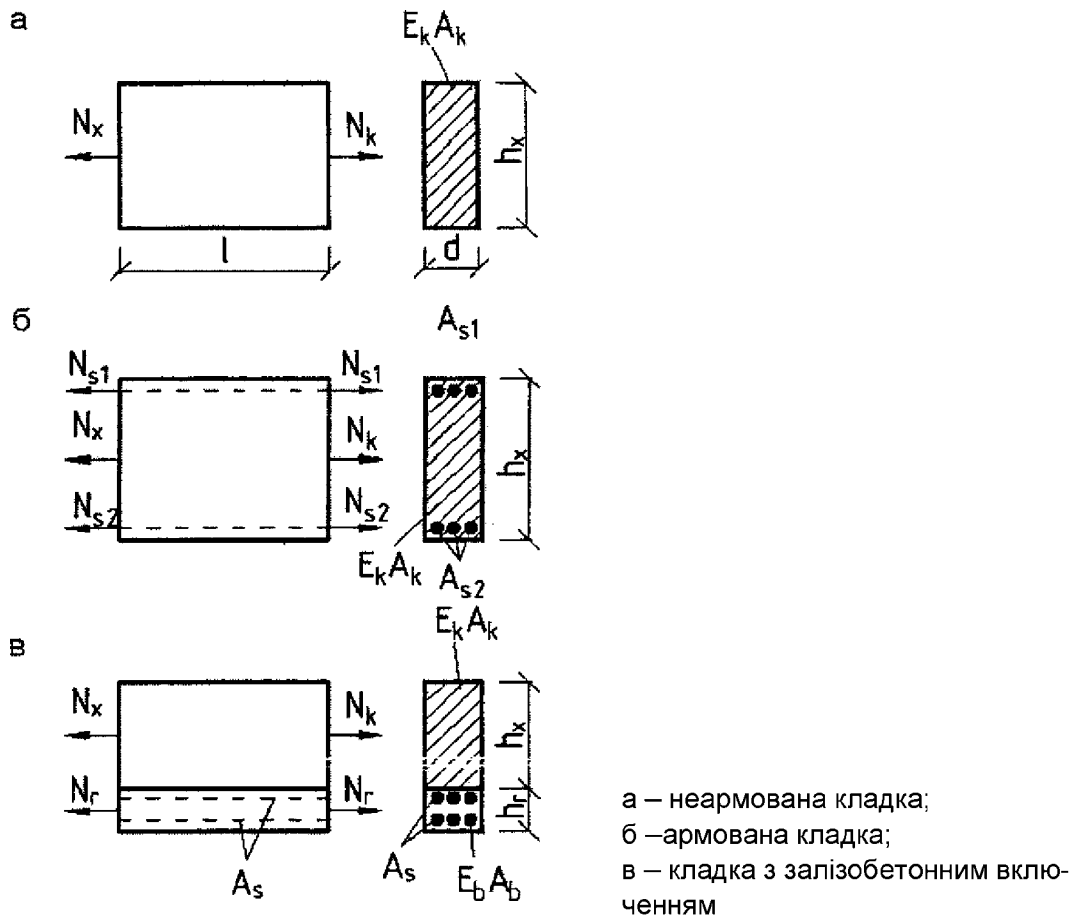
**К.10** Поздовжня жорсткість армованої кладки або бетону з тріщинами при розтягу:

$$K_{sk(b)} = \frac{E_s A_s}{\psi_s}. \quad (K.14)$$

Те саме для комплексного перерізу (монолітна кладка без тріщин і залізобетонне включення з тріщинами - збірні перемички, балки тощо, див рисунок 2, в):

$$K_{sk} = E_k A_k + \frac{E_s A_s}{\psi_s}, \quad (K.15)$$

де  $\psi_s$  - коефіцієнт, що враховує роботу армованої кладки або бетону на ділянці між тріщинами, що приймають: для розчинів і бетонів класу С2 (за кубиковим зразком) і вище  $\psi_s = 0,7$ ; для менш міцних розчинів і бетонів (менше С2)  $\psi_s = 1$ .



**Рисунок К.2** – Визначення поздовжньої жорсткості неармованої і армованої кладок

**К.11** Податливість  $\lambda_i$  і коефіцієнт податливості  $c_i$  неармованих, армованих кладок і комплексних перерізів елементів з тріщинами і без тріщин визначають за формулами:

$$\lambda_i = 1/K_i; \quad (K.16)$$

$$c_i = l_i/K_i, \quad (K.1.7)$$

де  $l_i$  - довжина елемента;

$K_i$  - поздовжня жорсткість елемента, що визначають за формулами (К.11) - (К.15), де  $i$  приймає значення:

для кладки -  $k$ ; для бетону -  $b$ ; для армованої кладки -  $sk$ .

**К.12** Розрахункові площі перерізу (без тріщин) кладки  $A_k$  бетону  $A_b$  й арматури  $A_s$  визначають в межах розглянутої ділянки зони впливу поздовжньої сили  $N$  довжиною  $l$ , що виникає в елементах стін і перекриттів при розтягу або стиску, див. рисунок К.3 (заштриховано). Зона впливу сили  $N$  на довжині  $l_i$ , розглянутої ділянки має криволінійний обрис. Для спрощення розрахунків криволінійний обрис зони наближено замінюється трикутним (пунктир) з кутом в основі  $45^\circ$  і висотою, що дорівнює половині довжини основи. Для кам'яних і бетонних конструкцій, однорідних за матеріалом або армуванню, трикутний обрис зони можна замінити рівновеликим за площею прямокутним (штрихпунктир). Висоту або довжину прямокутної зони визначають з рівності площ прямокутної і трикутної або трапецеїдальної зони.

При приведенні трикутної зони до прямокутної при незмінній основі висоту прямокутної зони приймають  $1/4$  довжини основи (див. рисунок К.3). Висота прямокутної зони не має перевищувати половину висоти поверху.



При приведенні трапецеїдальної зони до прямокутної при незмінній висоті заштрихованої ділянки довжину прямокутної зони приймають рівною півсумі верхньої і нижньої основи трапеції.

Середня поздовжня жорсткість розрахункового перерізу стіни, перекриття та поверху.

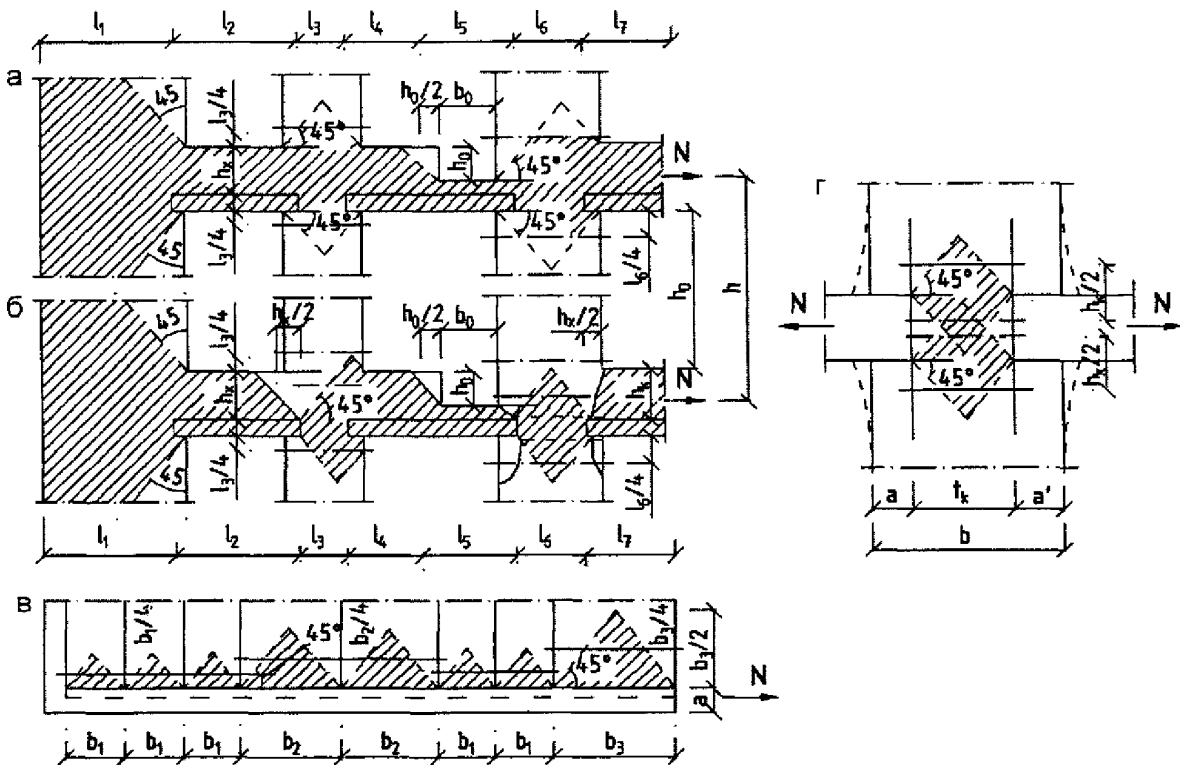
**К.13** Середню поздовжню жорсткість розрахункового перерізу зовнішньої (е), внутрішньої (f) стін і перекриття (р) в межах поверху в загальному випадку визначають за формулою:

$$K_i = K_{e(f,p)} = \frac{L}{\sum_1^n c_i}, \quad (\text{K.18})$$

де L - довжина будинку;

n - число однакових по конструкції ділянок (див. рисунок К.2), на які розбивають по довжині стіну або перекриття (див. рисунок К.3);

c<sub>i</sub> - коефіцієнт податливості і-ї ділянки стіни або перекриття довжиною l<sub>i</sub>, що визначають за формулою (К.17).



а – в стінах за відсутності тріщин; б – те саме за наявності тріщин;

в – в плитах перекриттів, опертих на стіни; г – в поперечній стіні або простінку

**Рисунок К.3** – Приклади побудови зон впливу поздовжньої сили в кладці стін і перекриттів

**К.14** Середню поздовжню жорсткість розрахункового перерізу поверху визначають за формулами:

- для будівлі I типу (див. рисунок К.1, б):

$$K = K_{e(A)} + K_{f(B)} + K_{e(B)} + K_p; \quad (\text{K.19})$$

- для будівлі I типу (див. рисунок К.1, в):

$$K = K_{e(A)} + K_{p(A)} \text{ тощо,} \quad (\text{K.20})$$

- де в дужках позначені осі стін.

**Згинальна жорсткість конструкцій**

**К.15** Згинальну жорсткість перерізу неармованої монолітної кладки без тріщин (I стадія) визначають за формулою:

$$B_k = E_k I_k = E_{kh,k} d_k^3 / 12, \quad (K.21)$$

де  $I_k$  - момент інерції перерізу:

$$I_k = h_k d_k^3 / 12; \quad (K.22)$$

відповідний момент опору перерізу:

$$W_k = h_k d_k^2 / 6, \quad (K.23)$$

де  $h_k, d_k$  - ширина (висота) і товщина перерізу.

**К.16** Згинальну жорсткість перерізу армованої монолітної кладки без тріщин (I стадія) визначають за формулою:

$$B_{sk} = E_k I_{sk}, \quad (K.24)$$

де  $I_{sk}$  – приведений момент інерції перерізу армованої кладки без тріщин (рисунок К.4), що визначають за формулою:

$$I_{sk} = 2n_k \sum_i^n A_{si} (d - x_c - a_i) \cdot (d - \frac{x_c}{3} - a_i) + \frac{x_k d (d - x_c)^2}{3}, \quad (K.25)$$

$x_c$  – висота стиснутої зони кладки (бетону), що визначають за формулою:

$$x_c = \frac{\sum A_{si} (d - a_i) + \frac{x_k d^2}{4n_k} \dots}{\sum A_{si} + \frac{x_{kd}}{2n_k}}; \quad (K.26)$$

$$n_k = \frac{E_0}{E_b}, \quad (K.27)$$

де  $A_{si}$  – площа перерізу арматури  $i$ -го ряду (стислій і розтягнутої);

$a_i$  – відстань від осі арматури  $i$ -го ряду до розтягнутої грані перерізу кладки.

Відповідний момент опору перерізу армованої кладки дорівнює:

$$W_{sk} = \frac{I_{sk}}{d - x_c}. \quad (K.28)$$

**К.17** Згинаюча жорсткість перерізу армованої кладки з тріщиною (II стадія) визначають за формулою:

$$B_{sy} = E_k I_{sy} = E_s [\sum A_{si} (d - x_c - a_i) (d - \frac{x_c}{3} - a_i)], \quad (K.29)$$

де ;

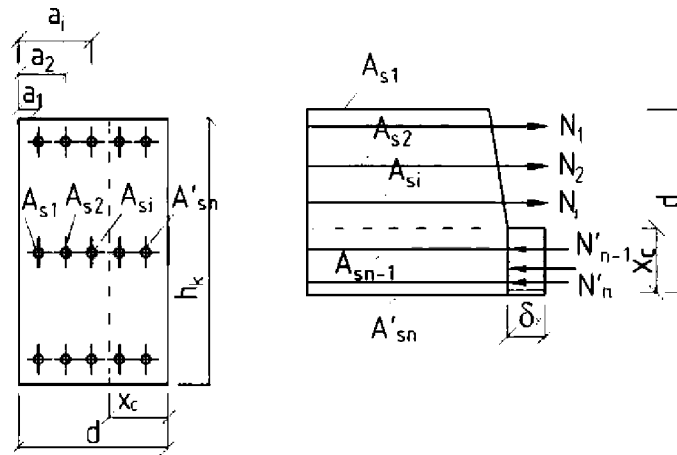
$$I_{sy} = \sum A_{si} (d - x_c - a_i) (d - \frac{x_c}{3} - a_i), \quad (K.30)$$

$$x_c = \frac{-\sum A_{si} + \sqrt{(\sum A_{si})^2 + \frac{x_k}{n_k} \sum A_{si} (d - a_i)}}{\frac{n_k}{2n_k}}. \quad (K.31)$$

Відповідний момент опору перерізу:

$$W_{sy} = \frac{I_{sy}}{d - \frac{x_c}{3} - a_i}. \quad (K.32)$$

Згинаючу жорсткість залізобетонних і бетонних елементів визначають за формулами (К.21) - (К.32), замінюючи в них  $E_k$  і  $\nu_k$  на  $E_b$  і  $\nu_k = E_s/E_b$ .



**Рисунок К.4** – Визначення згинальної жорсткості, перерізу армованої кладки з тріщиною

### Зсувна жорсткість стін

**К.18** Наведену зсувну жорсткість елементів кам'яних стін типу двотавра (рисунок К.5) або суцільних пластин за відсутності вертикальних тріщин в перемичках або кутах прорізів обчислюють за формулами:

- для двотаврового перерізу (див. рисунок К.5):

$$D_{red} = \frac{E_{kh}}{\frac{h_0^3}{kl_0} + \frac{3h_0}{F_0} + \frac{3h_k}{F_k}} \quad (К.33)$$

- для прямокутних пластин:

$$D_k = G_k A_k \approx \frac{E_k A_k}{3} \quad (К.34)$$

- за наявності тріщин в перемичках або кутах прорізів ( $h_k = 0$ ;  $h_0 = h$ ):

$$D_{red} = \frac{E_k}{\frac{h^3}{kl_0} + \frac{3}{F_0}} \quad (К.35)$$

де  $h_0$ ,  $h_k$ ,  $h$  - висота отвору, пояси кладки та поверху;

$l_0$ ,  $A_0$  - момент інерції перерізу і площа зсуву стін у рівні простінків, які обчислюють за формулами:

- для двотаврового перерізу (див. рисунок К.5):

$$l_0 = \frac{d_1 b_1^3 + d_2 b_2^3 + B_0 c^3}{12} \quad (К.36)$$

$$A_0 = d_1 b_1 + d_2 b_2 + c B_0$$

- для прямокутного перерізу  $d/b$ :

$$l_0 = \frac{db^3}{12}; \quad A_0 = db; \quad (К.37)$$

де  $k$  - коефіцієнт, що враховує жорсткість закладення верху і низу простінка: при жорстком закладенні (без обліку вигину перемичок)  $k = 12$ ; при піддатливим закладенням (з урахуванням вигину перемичок)  $k = 8$ ;

$A_k$  - площа зсуву поясів стін вище і нижче прорізів, що обчислюють за формулами:

- для двотаврового перерізу, див. рисунок К.5:

$$A_k = \frac{l_m + l_{m+1}}{2} (d_1 + d_2) + cB_0, \quad (K.38)$$

- для прямокутного перерізу:

$$A_k = \frac{l_m + l_{m+1}}{2} d, \quad (K.39)$$

де  $l_m, l_{m+1}$  - відстань між осями поперечних стін або простінків ліворуч і праворуч від даної осі.

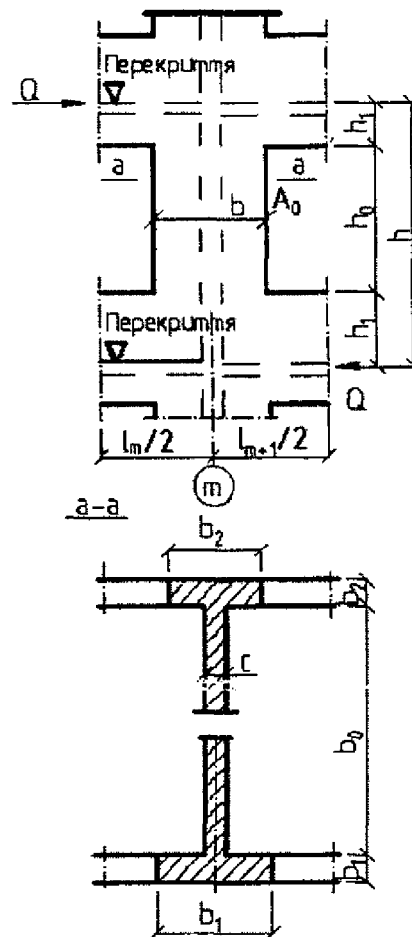
**К.19** Середню погонну зсувну жорсткість поверху або окремої стіни в межах поверху обчислюють за формулою:

$$D = \frac{1}{L} n \sum_1 D_i, \quad (K.40)$$

де  $D_i$  - зсувна жорсткість  $i$ -го елемента поверху, що визначають за формулами (К.33) - (К.35)

$L$  - довжина поверху;

$n$  - число елементів по довжині поверху.



**Рисунок К.5** – Визначення зсувної жорсткості зовнішніх і внутрішніх стін поверху

Наведена висота поверху і будівлі

**К.20** Наведену висоту поверху визначають за формулою:

$$h_0 = \sqrt{\frac{Kh}{3D}}, \quad (K.41)$$

де  $h$  - фактична висота поверху;

$K, D$  - середні поздовжня і зсувна погонні жорсткості поверху, що визначають за формулами (К.19), (К.20), (К.35).

**К.21** Наведену висоту будівлі (стіни) визначають за формулою:

$$H_0 = \sum_1^p h_{0,i}, \quad (\text{К.42})$$

де  $h_{0,i}$  - приведена висота  $i$ -го поверху;

$p$  - число поверхів, включаючи підвальне і горищне приміщення.

**К.22** Для будівель з регулярною конструктивною схемою (див. рисунок К.1) при висоті поверхів не більше 4 м наведена висота поверху  $h_0$  може наближено прийматися такою, що дорівнює його фактичній висоті, тобто  $h_0 \approx h$ .

### Визначення температурних зусиль у стінах та перекриттях будівель

**К.23** Поздовжні зусилля в стінах та перекриттях будівель виникають внаслідок закладення конструкцій в фундаменти, які утруднюють їх температурні деформації (див. рисунок К.1), а також за наявності різниці температурних деформацій сполучених елементів.

В кожному окремому випадку розрахунок зусиль являє собою складну статичну завдання, схеми вирішення якої можуть бути різноманітними. В залежності від конструктивної схеми, планування та поверховості будівлі його конструкції (стіни і перекриття) можуть розраховуватися на дію температури  $\Delta t$  як рами, складові стрижні або пластинки (рисунок К.6), закладені в основу (фундаменти), рухливістю яких можна знехтувати.

При цьому можливі **два типи розрахункових схем**:

**I тип** - будівлі з поздовжніми стінами, з монолітними або збірними перекриттями, що працюють при розтягу і стиску як один переріз (див. рисунок К.1, б, г), при цьому будинок розраховують як просторову систему (коробчастий брус);

**II тип** - будівлі з частково поперечним розрізанням перекриттів - збірні плити (див. рисунок К.1, в, г), яка виключає спільну роботу поздовжніх стін одна з одною, при цьому розрахункова схема будівлі розпадається на окремі плоскі системи, що включають елементи поздовжніх стін і ділянки перекриттів, що втягуються при розтягу в спільну роботу зі стінами, див. рисунок К.1, в (заштриховано).

**К.24** Розрахунок кам'яних будівель як рамних або стояково-в'язевих систем (див. рисунок К.6, б), в) виконують методом сил або деформацій, що призводить до вирішення систем алгебраїчних рівнянь з великим числом невідомих. Рішення таких систем виявляється можливим тільки із застосуванням програмних комплексів.

При вирішенні методом сил рам ( $n$  разів статично невизначених) температурні зусилля (моменти  $M_{ed}$ , поздовжні  $N$  і поперечні  $W_{ed}$  сили) знаходять з рішення системи канонічних рівнянь:

$$\{\delta_{i1}X_1 + \delta_{i2}X_2 + \delta_{in}X_n + \Delta_{it} = 0\}, \quad (\text{К.43})$$

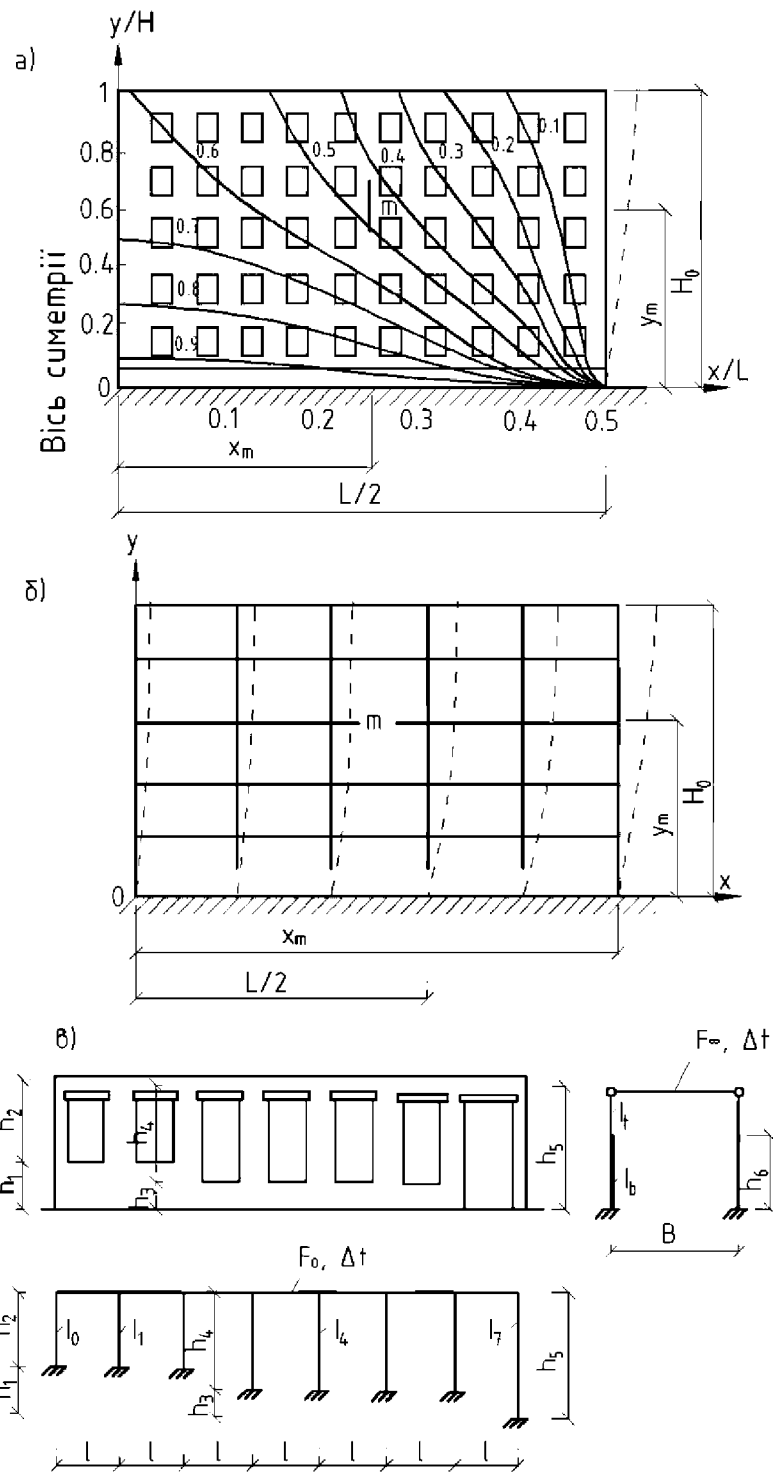
де  $i = 1, 2, 3 \dots$

Коефіцієнти при невідомих  $\delta_{ik}$  обчислюють з урахуванням поздовжніх і зсувних (для масивних стрижнів типу простінків) деформацій за формулою:

$$\delta_{ik} = \sum \int_0^l \frac{M_j M_k}{B} ds + \sum \int_0^l \frac{N_j N_k}{K} ds + \sum \int_0^l \frac{\mu W_j W_k}{D} ds. \quad (\text{К.44})$$

Вільні (температурні) члени обчислюють за формулою:

$$\Delta_{it} = \sum \alpha \Delta t \int_0^l N_i ds. \quad (\text{К.45})$$



а – як квазіізотропних пластинок; б, в – як стрижневих систем (рам)

**Рисунок К.6** – Розрахункові схеми кам'яних будівель

**К.25** При розрахунку на дію температури будівель з регулярною конструктивною схемою як квазіізотропної пластинки з наведеними геометричними та фізико-механічними характеристиками сумарні поздовжні зусилля у зовнішніх е, внутрішніх f стінах та перекриттях р будівель і типу (див. рисунок К.1, б) для m-го перерізу поверху обчислюють за формулами:

а) в зовнішній стіні:

$$N_{e,m} = n_m \alpha_e K_e \Delta t_e + \Delta N_m ; \quad (K.46)$$

б) у внутрішній стіні при:

$$N_{p,m} = [n_m (\alpha_f K_f + \alpha_p K_p) \Delta t_p - 2\Delta N_m] \frac{K_f}{K_f + K_p} ; \quad (K.47)$$

в) в перекритті:

$$N_{p,m} = [n_m (\alpha_f K_f + \alpha_p K_p) \Delta t_p - 2\Delta N_m] \frac{K_p}{K_f + K_p} , \quad (K.48)$$

де  $\Delta N_m$  - додаткове зусилля, що виникає в стінах та перекриттях при їхній взаємодії (сили зсуву), обчислюють за формулою:

$$\Delta N_m = \frac{(1-n_m)(K_f + K_p)K_e}{K} \left( \alpha_e \Delta t_e - \frac{\alpha_f K_f + \alpha_p K_p}{K_f + K_p} \Delta t_p \right) , \quad (K.49)$$

$K_e, K_f, K_p$  - середні поздовжні жорсткості розрахункового перерізу зовнішньої і внутрішньої стін і перекриття в межах поверху, що визначають за формулою (K.18);

$K$  - те саме всього поверху, що визначають за формулою (K.19);

$\alpha_e, \alpha_f, \alpha_p$  - коефіцієнти температурного розширення матеріалу зовнішніх, внутрішніх стін і перекриттів;

для складових перетинів, що складаються з декількох матеріалів (див. рисунок К.2, в) з різними фізико-механічними властивостями, наведений коефіцієнт  $\alpha_{red}$  обчислюють за формулою:

$$\alpha_{red} = \frac{\sum \alpha_i K_i}{\sum K_i} , \quad (K.50)$$

де  $\alpha_i K_i$  - коефіцієнт температурного розширення і жорсткість і-го шару;

$\Delta t_e, \Delta t_f, \Delta t_p$  - розрахункові середні температури зовнішніх, внутрішніх стін і перекриттів, які обчислюють за формулами (K.3) - (K.8);

$n_m$  - коефіцієнт, що враховує вплив закладання стін в основу;

для точки  $m$  з відносними координатами  $\xi = x/L$  і  $\eta = y/H_0$  (див. рисунок К.6, а)  $n_m$  визначають за формулами (K.51) - (K.57) або згідно з таблицею К.4 для заданого відношення  $L/H_0$ :

$$n_m = \frac{\sigma_{xx}}{\alpha E \Delta t} = \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{2n-1} \cdot \frac{\cos \varphi_n x}{z_n} \times [(A_n + 2D_n) ch \varphi_n y + (B_n + 2C_n) \cdot sh \varphi_n y + \varphi_n y (C_n ch \varphi_n y + D_n sh \varphi_n y)] ; \quad (K.51)$$

$$A_n = - \left[ sh^2 \varphi_n H + \frac{1+\nu}{1-\nu} (\varphi_n H)^2 \right] ; \quad (K.52)$$

$$B_n = sh \varphi_n H ch \varphi_n H + \varphi_n H ; \quad (K.53)$$

$$C_n = \frac{1+\nu}{1-\nu} (sh \varphi_n H ch \varphi_n H + \varphi_n H) ; \quad (K.54)$$

$$D_n = - \left( 1 + \frac{1+\nu}{1-\nu} ch^2 \varphi_n H \right) ; \quad (K.55)$$

$$z_n = \frac{2}{1-\nu} + \frac{3+1\nu-\nu^2}{2(1-\nu)} sh^2 \varphi_n H + \frac{(1+\nu)^2}{2(1-\nu)} (\varphi_n H)^2 ; \quad (K.56)$$

$$\varphi_n = \frac{2n-1}{2l} \pi , \quad (K.57)$$

де  $\nu$  - коефіцієнт Пуассона;

$L = 2l$ ,  $H$  - довжина і висота будівлі.

**Таблиця К.4** - Коефіцієнти для точок з відносними координатами і пластин з різним відношенням сторін  $L/H$

$\frac{L}{H}$	$\xi = \frac{x}{L}$	$\xi = \frac{y}{H}$						
		0	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
1	0	0,903	0,685	0,468	0,182	0,047	-0,030	-0,124
	0,1	0,902	0,673	0,451	0,172	0,044	-0,029	-0,119
	0,2	0,898	0,632	0,399	0,144	0,036	-0,025	-0,101
	0,3	0,886	0,540	0,301	0,101	0,025	-0,018	-0,074
	0,4	0,845	0,339	0,159	0,051	0,012	-0,010	-0,039
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0,888	0,796	0,675	0,457	0,282	0,148	0,047
	0,1	0,887	0,790	0,664	0,442	0,269	0,139	0,039
	0,2	0,885	0,769	0,625	0,391	0,229	0,113	0,020
	0,3	0,876	0,716	0,535	0,297	0,164	0,077	0,001
	0,4	0,840	0,558	0,336	0,156	0,083	0,038	-0,006
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0,904	0,853	0,777	0,632	0,511	0,422	0,372
	0,1	0,902	0,849	0,768	0,617	0,492	0,400	0,344
	0,2	0,896	0,833	0,738	0,567	0,433	0,334	0,267
	0,3	0,882	0,793	0,666	0,461	0,326	0,234	0,159
	0,4	0,843	0,672	0,475	0,265	0,172	0,116	0,062
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0,925	0,900	0,852	0,760	0,686	0,634	0,611
	0,1	0,921	0,894	0,843	0,744	0,663	0,606	0,578
	0,2	0,910	0,876	0,814	0,692	0,593	0,519	0,475
	0,3	0,891	0,839	0,749	0,585	0,463	0,375	0,308
	0,4	0,846	0,736	0,576	0,364	0,255	0,189	0,125
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0,953	0,955	0,941	0,906	0,879	0,861	0,854
	0,1	0,948	0,948	0,931	0,890	0,857	0,836	0,827
	0,2	0,933	0,927	0,900	0,839	0,788	0,752	0,735
	0,3	0,905	0,887	0,839	0,736	0,649	0,584	0,542
	0,4	0,850	0,798	0,696	0,513	0,393	0,312	0,241
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0,968	0,982	0,987	0,986	0,983	0,980	0,979
	0,1	0,965	0,979	0,983	0,980	0,974	0,970	0,969
	0,2	0,954	0,966	0,965	0,952	0,938	0,929	0,926
	0,3	0,927	0,930	0,917	0,877	0,840	0,813	0,802
	0,4	0,858	0,845	0,801	0,688	0,588	0,513	0,460
	0,5	0	0	0	0	0	0	0



**К.26** Для будівель II типу (див. рисунок К.1, в, г) сумарне поздовжнє зусилля в-м перерізі зовнішньої е і внутрішньої f стіни обчислюють за формулою:

$$N_{e(f),m} = n_m (\alpha_{e(f)} K_{e(f)} \Delta t_{e(f)} + \alpha_p K_p \Delta t_p). \quad (K.58)$$

**К.27** Зусилля  $N_{e(f),m}$  і  $N_{p,m}$  розподіляються між окремими елементами складеного перерізу стін або перекриттів пропорційно їх поздовжній жорсткості. Наприклад, для перерізу на рисунку К.2, в зусилля в поясі кладки і перемичці відповідно рівні (індекс опущений):

$$N_k = N_{e(f)} \frac{K_k}{K_k + K_\gamma}; \quad N_\gamma = N_{e(f)} \frac{K_\gamma}{K_k + K_\gamma}. \quad (K.59)$$

**К.28** Зусилля в плитах перекриттів лоджій, балконів тощо, розрахункові температури яких  $\Delta t_{p,b}$  відрізняються від температури перекриттів усередині приміщень  $\Delta t_p$ , обчислюють за формулою:

$$N_{p,b} = N_p \frac{K_{p,b}}{K_p} + n_m \alpha_p K_{p,b} (\Delta t_{p,b} - \Delta t_p), \quad (K.60)$$

де  $K_{p,b}$  - поздовжня жорсткість плит перекриттів лоджій тощо.

### Вплив отворів і штраб

**К.29** Температурні зусилля в стінах та перекриттях у місцях послаблення їх отворами, штрабами, швами (рисунок К.7) визначають з умови рівноваги сил і моментів по неослаблених 1-1 і ослабленому 2-2 перерізах.

У монолітних перекриттях із замкнутим отвором (рисунок К.7, а) поздовжні зусилля праворуч  $N_{p1}$  і ліворуч  $N_{p2}$  від отвору визначають за формулами:

$$N_{p1} = N_p \frac{B_0 - b_2}{B_0 + b_0};$$

$$N_{p2} = N_p \frac{B_0 - b_1}{B_0 + b_0}, \quad (K.61)$$

де  $N_p$  - сумарне поздовжнє зусилля в перекритті по неослабленому перерізу за формулою (К.48);

$b_1, b_2$  - ширина перекриття праворуч і ліворуч від отвору;

$B_0$  - ширина перекриття у проясненні;

$b_0$  - ширина отвору.

Поздовжні зусилля  $N_{e1}$  і  $N_{e2}$  в кладці, ослабленої отворами, димовентиляційних каналів тощо (рисунок К.7, в) визначають за формулою (К.61) заміною  $N_p, B_0, b_0, b_1$  і  $b_2$  на  $N_c, d, d_0, d_1$  і  $d_2$ .

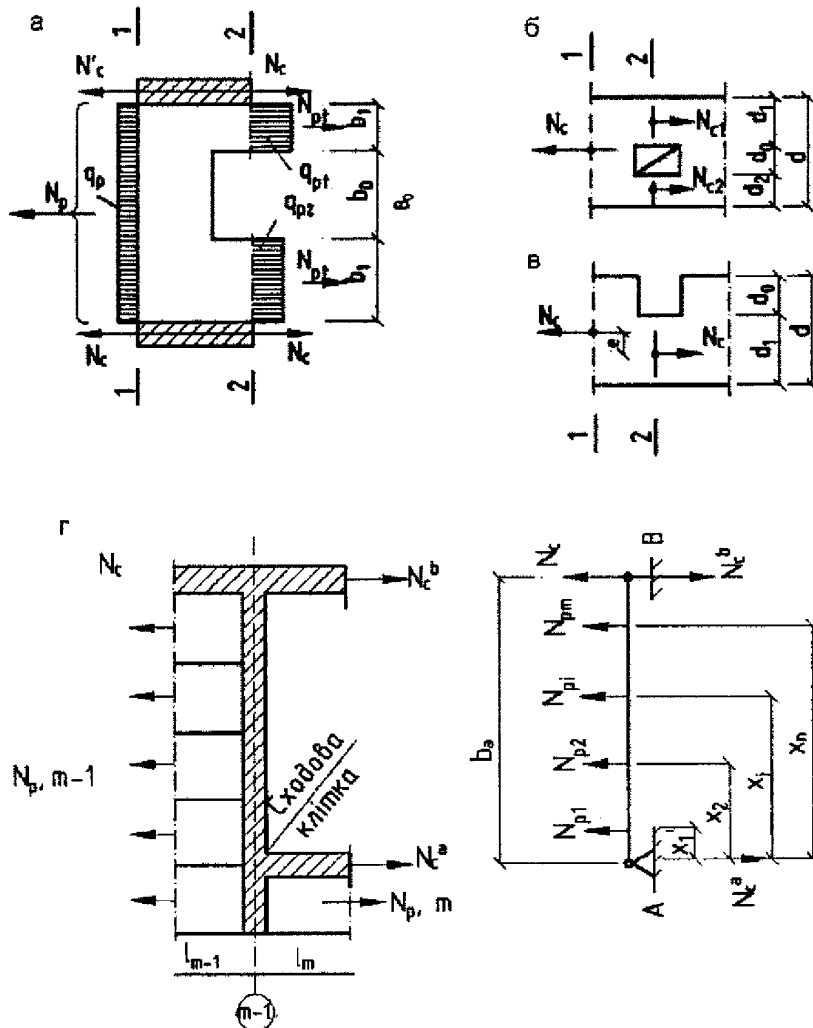
При ослабленні кладки штрабою (рисунок К.7, в) напруження в кладці по ослабленому перерізу  $\sigma'_k$  визначають за формулою:

$$\sigma'_k = N_c \left( \frac{1}{A_1} \pm \frac{e}{W_1} \right), \quad (K.61)$$

де  $N_c$  - поздовжнє зусилля в стіні, що визначають за формулами (К.46), (К.47);

$e$  - ексцентриситет сили  $N_c$ ;

$A_1, W_1$  - розрахункова площа і момент опору ослабленого перерізу.



а – перекриття з отвором; б – кладка стіни з отвором;  
в – те саме зі штрабою; г – сходова клітка

**Рисунок К.7** - До розрахунку поздовжніх зусиль у стінах та перекриттях у місцях послаблення отворами, штрабами і швами

**К.30** Зусилля  $N_{c(B)}$  в поздовжніх стінах сходових кліток (рисунок К.7, д) при опиранні перекриттів на поперечні стіни визначають за формулами:

а) при збірному перекритті:

$$N_{c(B)} = N_c + \frac{1}{b_e} \sum_p^n N_{p,i} x_i; \quad (K.63)$$

б) при монолітному перекритті:

$$N_{c(B)} = N_c + q_p \frac{b_e}{b_0}; \quad (K.64)$$

де  $b_e$  - розрахункова довжина сходової клітки;

$q_p = N_p/b_0$  - розподілене погонне температурне зусилля (по неослаблених перерізах перекриття, рисунок К.7, а), де  $b_0$  - ширина перекриття).

**Розрахунок кладки і вузлів сполучення по міцності і розкриттю тріщин  
Напруження в кладці**

**К.31** Максимальні напруження розтягу в монолітній кладці без тріщин при одночасній дії поздовжньої сили  $N$  і перепаду температури по товщині  $\Delta\theta$  (зовнішні стіни опалюваних будівель) дорівнюють сумі абсолютних значень (без урахування знака) відповідних напружень:

$$\sigma_{k,max} = \sigma_{kN} + \sigma_{k\theta} \quad (K.65)$$

де  $\sigma_{kN}$ ,  $\sigma_{k\theta}$  - напруження, що виникають в кладці при дії сили  $N$  і перепаду, дорівнюють відповідно:

$$\sigma_{kN} = N_k/A_k; \quad \sigma_{k\theta} = M_{k\theta}/W_k. \quad (K.66)$$

**К.32** Максимальні напруження розтягу в поясі монолітної кладки без армованих включень (рисунок К.2, а) при дії  $N_k$  і  $\Delta\theta$  дорівнюють:

$$\sigma_{k,max} = \frac{N_k}{A_k} + \frac{\alpha_k \Delta\theta E_k}{2}; \quad (K.67)$$

те саме по кінцях перемичок і балок, закладених в кладку і навантажених силами  $N_{y,m-1}$  і  $N_{y,m}$  (рисунок К.8, а) при ширині простінків більше 40 см:

$$\sigma_{k,max} = \frac{1,07}{d_k} \left( \frac{N_{y,m}}{a_m} + \frac{N_{y,m-1}}{b_{m-1} + b_m - a_m} \right) + \frac{\alpha_k \Delta\theta E_k}{2} \left( \frac{\alpha_y d_k B_{y,y}}{\alpha_k d_y B_k} \right), \quad (K.68)$$

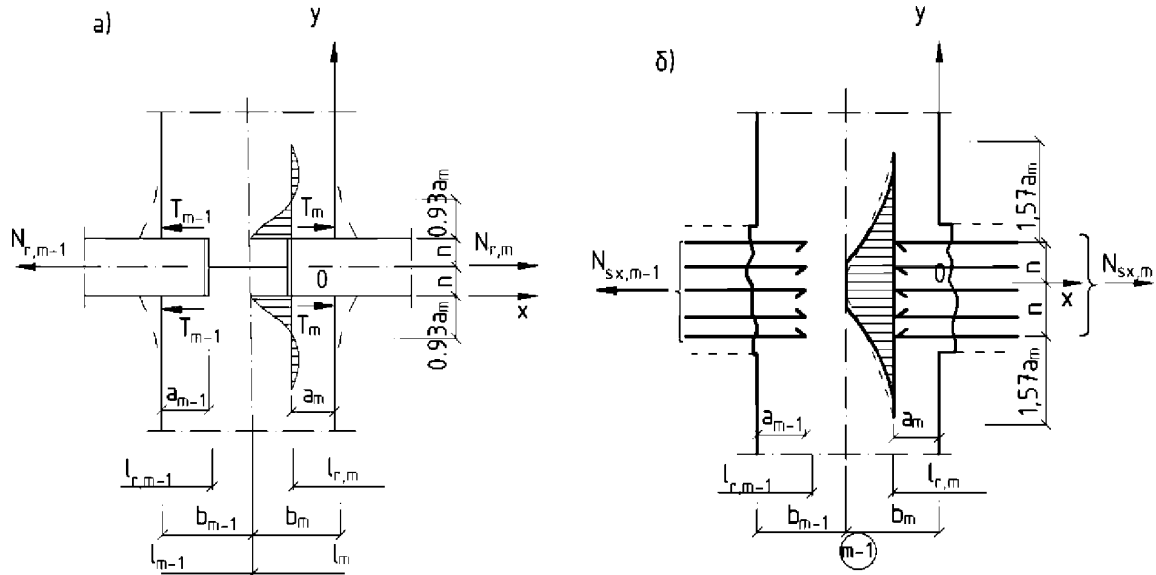
де  $d_k$ ,  $d_{ky}$  - товщина стіни і ширина перемички;

$B_k$ ,  $B_{y,y}$  - згинальна жорсткість монолітної кладки без тріщини і залізобетонної перемички з тріщинами визначають за формулами (К.21) і (К.29);

те саме по кінцях арматурних стрижнів, забитих у кладку простінків шириною більше 40 см на висоту  $2H$  (рисунок К.8, б).

$$\sigma_{k,max} = \frac{2}{d_k} \left( \frac{N_{sk,m}}{2h + 3,14b_{m-1}} + \frac{N_{sk,m-1}}{2h + 3,14(b_{m-1} + b_m - a_m)} \right) + \frac{\alpha_k \Delta\theta E_k}{2}; \quad (K.69)$$

при ширині простінків менше 3 м в формулах (К.61) і (К.62) можна прийняти  $N_m \approx N_{m-1}$  (виключаючи сходові клітки).



а – залізобетонних або сталевих; б – армоцегляних

**Рисунок К.8** – Напружено-деформований стан простінка в місцях закладення в нього елементів

**Напруження в арматурі**

**К.33** Напруження в крайніх (перших) стрижнях розтягнутої арматури кладки з тріщинами за наявності перепаду температури по товщині  $\Delta\theta$  визначають за формулами:

а) за відсутності прогинів стін всередину (будинки з жорсткими перекриттями, закладеними в стіни, рисунок К.1, в) тощо);

$$\sigma_{s1} = \frac{N}{A_s} + 0,6\alpha_k \Delta\theta E_s ; \tag{K.70}$$

б) при прогинах стін всередину (нежорсткі перекриття або якщо перекриття не закладені в стіни (рисунок К.1, б), або є точкове спирання в місцях закладення балок, прогонів тощо);

$$\sigma_{s1} = \frac{N}{A_s} + \alpha_{k(b)} \Delta\theta E_s \frac{\zeta}{2,6\eta\zeta + 1,7} , \tag{K.71}$$

де  $\eta = l_s / l_y$ ;  $\xi = B_{sk} / B_{sy}$ ;

$\alpha_{k(b)}$  - коефіцієнт температурного розширення кладки  $k$  або залізобетонних перемичок  $b$ ;

$l_s$  - розрахункову довжину анкерування арматури в кладку в місцях утворення тріщин приймають аналогічною відстані між поперечними стрижнями (рисунок К.9), але не більше товщини стіни;

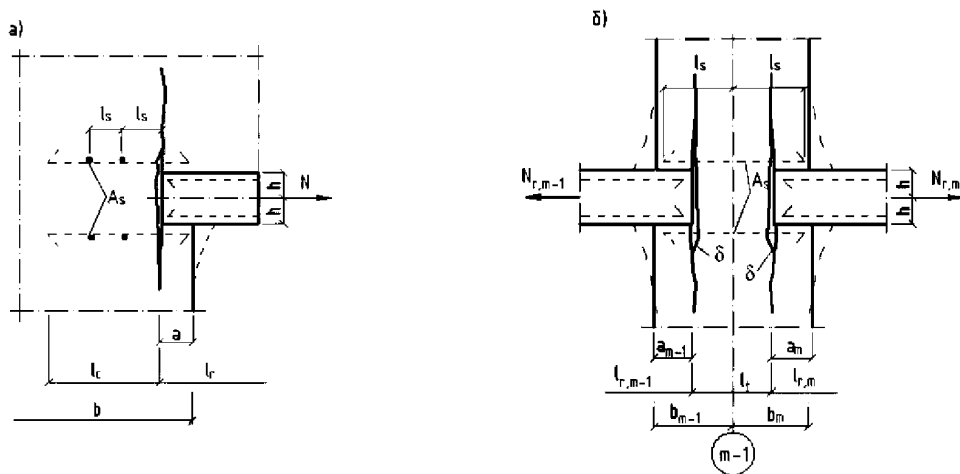
$l_y$  - довжина ділянки монолітної кладки, що прогинається між тріщинами, що утворюються в місцях опирання стін на поперечні стіни, рами, балки перекриттів, закладені в стіни, а також по кінцях залізобетонних та сталевих включень в кладку (перемички, плити перекриттів тощо); для суцільних стін без армування включень  $l_y = 3d_k$ ,

$B_{sy}$  - згинальна жорсткість армованої кладки в перерізі з тріщиною, визначають за формулою (К.29);

$B_{sk}$  - те саме монолітної кладки, визначають за формулою (К.24).

**К.34** Розрахункова довжина закладення (анкерування) в кладку з тріщинами стрижнів арматури при односторонньому розтягуванні силою (рисунок К.9, а) повинна бути не менше ніж:

$$l_c = 3,2N / R_{tu} d_k . \tag{K.72}$$



а – при односторонньому закладенні; б – при двосторонньому закладенні

**Рисунок К.9** – Робота армованої кладки при утворенні тріщин в місцях закладення армованих елементів

**Розкриття тріщин**

**К.35** Розкриття температурно-усадочних тріщин в конструкціях з армованої і неармованої кладки в період експлуатації не повинно перевищувати розмірів, наведених у таблиці К.1. Розкриття тріщин при усадці  $\delta_c$  обчислюють за формулою:

$$\delta_c = \alpha l_y t_c, \quad (\text{K.73})$$

де  $t_c$  визначають згідно з таблицею К.3.

**К.36** При розкритті тріщин більше зазначеного в таблиці К.1 кладку армують за розрахунком. Площу перерізу поздовжньої арматури визначають за формулами (К.70) і (К.71), приймаючи  $\sigma_{s1} = R_s$ .

**К.37** Розкриття тріщин в неармованій кладці стін зовні при одночасній дії температур  $\Delta t$  і  $\Delta \theta$  (зовнішні стіни опалюваних будівель) визначають за формулами:

а) без армованих включень:

$$\delta_c = \left( \Delta t + \frac{\Delta \theta}{2} \right) \alpha_k l_y \approx 3 \alpha_k d_k \left( \Delta t + \frac{\Delta \theta}{2} \right), \quad (\text{K.74})$$

де  $l_y \approx 3 d_k$ ;

б) те саме по кінцях перемичок або балок, закладених в кладку (рисунок К.9),

$$\delta_c = \left( \Delta t + \frac{\Delta \theta}{8} \right) [\alpha_k (l_m - l_r) + \alpha_{red} b_r], \quad (\text{K.75})$$

де  $l_m$  - відстань між осями простінків або стін, рисунок К.8, а;

$l_r$  - довжина перемички, балки, плити тощо;

$\alpha_{red}$  - наведений коефіцієнт температурного розширення складеного перерізу (рисунок К.2, в), обчислюють за формулою (К.50).

**К.38** Розкриття тріщин в армованій кладці стін зовні  $\delta_c$  при одночасній дії температур  $\Delta t$  і  $\Delta \theta$  визначають за формулами:

а) без армованих включень:

$$\delta_c = \frac{\psi_c l_s}{E_s A_s} N + 0,7 \alpha_k \Delta \theta l_y \frac{1,6 \eta}{1,6 \eta + \zeta}, \quad (\text{K.76})$$

де  $l_s$  - приймають аналогічним відстані між поперечними стрижням поздовжньої арматури (рисунок К.9), але не більше товщини стіни;

б) те саме, по кінцях перемичок або балок, заанкерених в кладку (рисунок К.9),

$$\delta_c = \frac{\psi_s l_s}{E_s A_s} N + 0,35 \Delta \theta [\alpha_k (l_m - l_r) + \alpha_{red} l_r] \frac{1,6 \eta \zeta}{1,6 \eta \zeta + 1}. \quad (\text{K.77})$$

**К.39** Розкриття тріщин в кладці стін неопалюваних будівель і внутрішніх стін опалюваних будівель визначають за формулами (К.74) - (К.77) при  $\Delta \theta = 0$ .

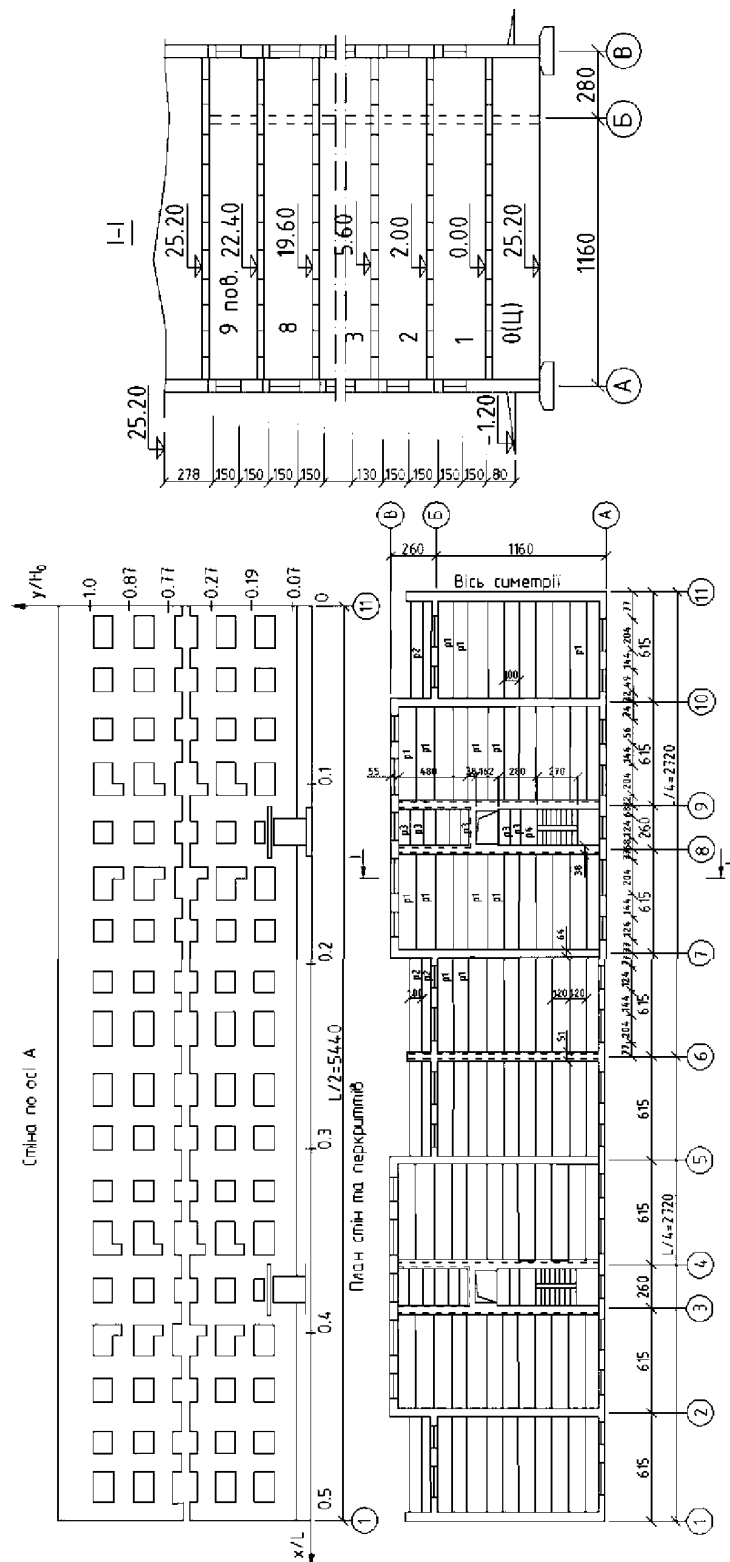
**Приклад 1.** Розрахунок конструкцій дев'ятиповерхового цегляного житлового будинку з поперечними несучими стінами на температурно-вологісний вплив.

Розрахунок дев'ятиповерхового житлового будинку проводять на температурно-вологі вплив для періоду експлуатації будівлі.

Район будівництва - Київ.

**Конструкції**

Будівля дев'ятиповерхова, цегляна, з поперечними несучими стінами, з опиранням на них плит перекриттів (I типу) довжиною 108,8 м, шириною 14,4 м, висотою 28,6 м, висота поверху - 2,8 м (рисунок К.10).



**Рисунок К.10** – План, фасад і розріз дев'ятиповерхового житлового будинку довжиною 109 м

Зовнішні та внутрішні стіни з глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на розчині марки 5.

Перемички над прорізами зовнішніх стін збірні залізобетонні розміром 4 см x 12 см x 14 см з бетону класу С15.

Перекрыття із збірних залізобетонних плит шириною 0,8 і 1,2 м з круглими порожнинами з бетону класу С15, закладені в кладку стін.

**Розрахункові характеристики матеріалів стін і перекриттів**

Кладка стін з глиняної цегли марки 100 на розчинах марки М5: розрахунковий опір стиску  $f_d = 1,5$  МПа, розтяг по перев'язаному перерізу  $f_{хк1} = 0,18$  МПа, тимчасовий опір стиску  $f_u = 3$  МПа, розтяг -  $f_{tu} = 2,25$   $f_{хк1} = 0,4$  МПа, модуль деформацій кладки  $E_k = 0,5$   $E_0 = 0,5 \cdot 3000 = 1500$  МПа, де  $E_0 = \alpha f_u = 1000 \cdot 3 = 3000$  МПа, коефіцієнт температурного розширення  $\alpha = 0,5 \cdot 10$  (1/°C).

Збірні залізобетонні перемички зовнішніх стін: бетон класу С15;

$$E_b = 20000 \text{ МПа}; A_s = 4 \cdot 1,13 = 4,52 \text{ см}^2; N = E_s / E_b = 10,5; \alpha = 10^{-5} (1/^\circ\text{C}).$$

Збірні залізобетонні плити перекриттів:

бетон класу С15;  $E_b = 20000$  МПа;  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа (А240II);  $n = 10$ ;  $\alpha = 10^{-5}$  (1/°C)

армування  $A_s$ : плита Р1 площею  $5,6 \text{ см}^2$ ; Р2 =  $4 \text{ см}^2$ ; Р3 =  $2 \text{ см}^2$ ; Р4 =  $2,6 \text{ см}^2$ .

**Розрахункові температури**

Розрахункові значення приведених середніх температур  $\Delta t$ ,  $\Delta \theta$  і усадки  $t_c$  для періоду експлуатації будівлі приймають:

для зовнішніх стін  $-\Delta t_c = -17$  °C;  $\Delta \theta_c = 50$  °C;  $t_c = 0$  °C;

для внутрішніх перекриттів  $-\Delta t_p = -23$  °C;  $\Delta \theta_p = 0$  °C;  $t_c = -18$  °C;

для лоджій  $-\Delta t_{p,b} = -42$  °C;  $\Delta \theta_p = 0$  °C;  $t_c = -18$  °C.

Жорсткості стін і перекриттів за відсутності в кладці тріщин

Будівля має регулярну конструктивну схему. У зв'язку з цим досить розглянути жорсткості однієї (середньої) секції довжиною  $L/4 = 27,2$  м.

**Зовнішні стіни**

1 Середня поздовжня жорсткість стіни  $K_c$  для від 1-го до 8-го поверхів визначають за формулою (К.18), де  $\sum c_i$  - сумарний коефіцієнт піддатливості стіни на довжині секції;  $c_i$  - коефіцієнт піддатливості  $i$ -тої ділянки обчислюють за формулою (К.17).

Для визначення коефіцієнта  $\sum c_i$  стіну по довжині секції розбивають на 7 повторюваних ділянок (рисунок К.11) довжиною

$$l_1 = l_4 = l_5 = 54 \text{ см}; l_2 = 240 \text{ см}; l_3 = 160 \text{ см}; l_6 = 141 \text{ см}; l_7 = 99 \text{ см}.$$

Число ділянок  $n_i$  на довжині секції дорівнює:

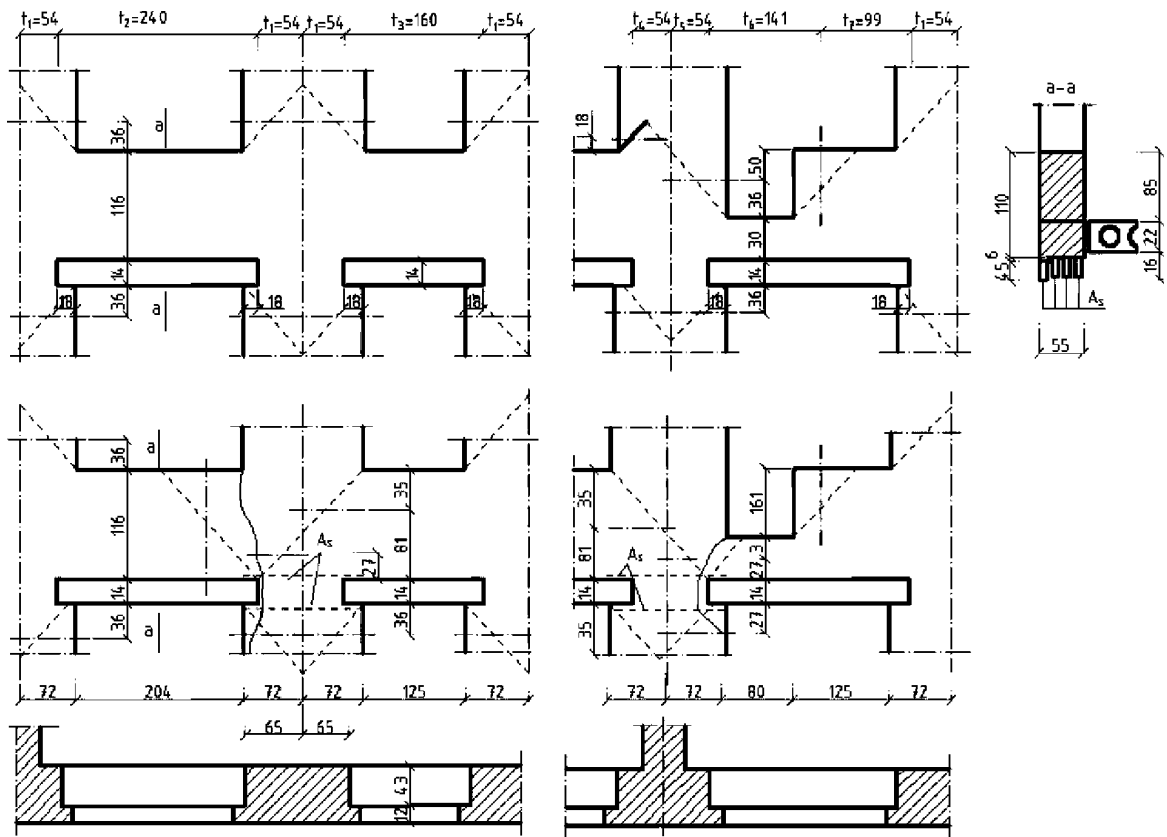
$$n_1 = 14; n_2 = n_4 = n_5 = n_6 = n_7 = 2; n_3 = 5.$$

Розрахункову висоту кладки  $n_k$  кожної ділянки визначають побудовою зон впливу поздовжніх сил. Розрахункові значення кожної ділянки однакові (див. рисунок):

$$h_1 = 202 \text{ см}; h_2 = h_3 = h_7 = 110 \text{ см}; h_4 = 184 \text{ см}; h_5 = 96 \text{ см}; h_6 = 60 \text{ см}.$$

Сумарний коефіцієнт піддатливості  $\sum c_i$  обчислюють з використанням формул (К.15) і (К.17), беручи  $d_k = 55$  см;  $E_k = 1500$  МПа;  $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ ;  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа;  $\psi_s = 0,7$ :

$$\begin{aligned} \sum_1^n c_i &= \sum n_i c_i = \sum \frac{n_i l_i}{E_k n_k d_k + E_s A_s / \psi_s} = \frac{14 \cdot 54 \cdot 10^{-2}}{1,5 \cdot 10^9 \cdot 202 \cdot 55 \cdot 10^{-4}} + \\ &+ \frac{(2 \cdot 240 + 5 \cdot 160 + 2 \cdot 99) 10^{-2}}{(1,5 \cdot 10^9 \cdot 110 \cdot 55 + 2 \cdot 10^{11} \cdot 4,52 / 0,7) 10^{-4}} + \\ &+ \frac{2 \cdot 54 \cdot 10^{-2}}{1,5 \cdot 10^9 \cdot 184 \cdot 55 \cdot 10^{-4}} + \frac{2 \cdot 54 \cdot 10^{-2}}{1,5 \cdot 10^9 \cdot 96 \cdot 55 \cdot 10^{-4}} + \\ &+ \frac{2 \cdot 141 \cdot 10^{-2}}{(1,5 \cdot 10^9 \cdot 60 \cdot 55 + 2 \cdot 10^{11} \cdot 4,52 / 0,7) 10^{-4}} = 2,529 \cdot 10^{-8} \text{ м/Па} \cdot \text{м}^2. \end{aligned}$$



**Рисунок К.11** – До розрахунку поздовжньої жорсткості міжвіконного пояса зовнішньої стіни

2 За формулою (К.18) середня поздовжня жорсткість стіни:

$$K_c = \frac{27,20}{2,529 \cdot 10^{-8}} = 10,76 \cdot 10^{-8} \text{ Па} \cdot \text{м}^2.$$

**Перекрыття**

1 Середню поздовжню жорсткість перекрыттів  $K_p$  визначають за формулою (К.18), де  $\sum c_i$  - сумарний коефіцієнт податливості на довжині секції:

$$\sum_1^n c_i = \sum_1^5 c_{p,i} + \sum_1^5 c_{k,i} = (1,082 + 0,028) 10^{-8} \text{ м/Па} \cdot \text{м}^2.$$

де  $\sum_1^5 c_{p,i}$  – сумарний коефіцієнт податливості плит перекрыттів обчислюють з використанням

формул (К.14) і (К.17), беручи в них для плит довжиною  $l = 590 \text{ см}$ ,  $A_s = 65,2 \text{ см}^2$ ; для плит довжиною  $l = 240 \text{ см}$ ,  $A_s = 18,6 \text{ см}^2$ ;

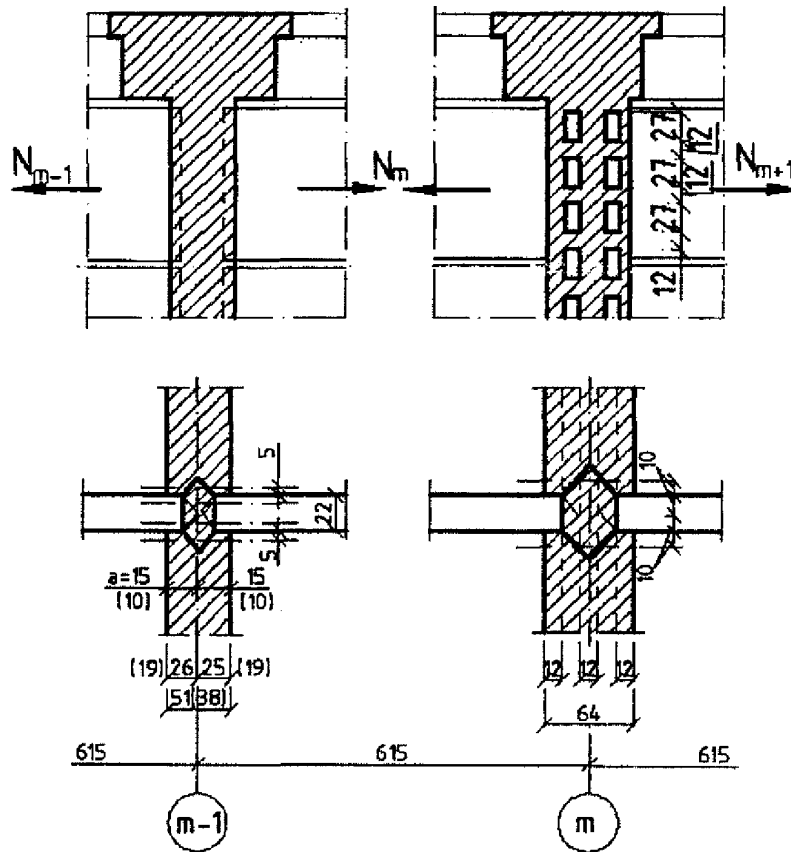
$$\sum_1^5 c_{p,i} = \sum \frac{n_i l_i}{E_s A_{s,i} / \psi_s} = \frac{4 \cdot 590 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 10^{11} \cdot 65,2 \cdot 10^{-4} / 0,7} + \frac{240 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 10^{11} \cdot 18,6 / 0,7} = 1,082 \cdot 10^{-8} \text{ м/Па} \cdot \text{м}^2;$$

$\sum_1^5 c_{k,i}$  – сумарний коефіцієнт податливості кладки поперечних стін (рисунок К.12) обчислюють за формулами (К.17) і (К.11), які після перетворення мають вигляд:

$$c_k = \frac{d_k - 2a}{E_k h_k d_p},$$

де  $d_p = B_p$  – розрахункова ширина перекрыття за вирахуванням отворів і отворів в стіні;  
 $h_k$  – розрахункова висота кладки стіни, що втягуються в спільну роботу з перекрыттями, визначають побудовою (рисунок К.12).





**Рисунок К.12** – До розрахунку кладки поперечних стін у місцях закладення плит перекриттів

Враховуючи у формулі розрахунку поперечних стін:

- по осях 8, 9:  $n_i = 2$ ;  $d_k = 38$  см;  $a = 10$  см;  $h_k = 20$  см;  $d_p = 14$  см;
- по осях 6, 11:  $n_i = 1$ ;  $d_k = 51$  см;  $a = 15$  см;  $h_k = 20$  см;  $d_p = 13$  см;
- по осях 7, 10:  $n_i = 2$ ;  $d_k = 64$  см;  $a = 12$  см;  $h_k = 40$  см;  $d_p = 10,5$  см,
- отримаємо:

$$\sum_1^5 c_{k,i} = \frac{2(38 - 2 \cdot 10)10^{-2}}{1,5 \cdot 10^9 \cdot 20 \cdot 1300 \cdot 10^{-4}} + \frac{(51 - 2 \cdot 15)10^{-2}}{1,5 \cdot 10^9 \cdot 20 \cdot 1320 \cdot 10^{-4}} + \frac{2(64 - 2 \cdot 10)10^{-2}}{1,5 \cdot 10^9 \cdot 40 \cdot 1050 \cdot 10^{-4}} = 0,028 \cdot 10^{-8} \text{ м/Па} \cdot \text{м}^2.$$

2 За формулою (К.18) середня поздовжня жорсткість перекриттів:

$$K_p = \frac{27,20}{1,10 \cdot 10^{-8}} 24,5 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2.$$

3 За формулою (К.19) середня поздовжня жорсткість перерізу поверху:

$$K = (10,76 - 2 + 24,5)10^8 = 46,02 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2.$$

### Температурні зусилля, напруження і розкриття тріщин в кладці стін і перекриттів

Будівля з регулярною конструктивною схемою.

Відповідно до вказівок пункту К.22

Відносна висота положення перекриттів над підлогою підвалу дорівнює:

перекриття над підвалом  $y_0/h_0 = 2,1/29,5 = 0,07$ ;

перекриття над першим поверхом  $y_0/h_0 = 4,9/29,1 = 0,19$ ;

перекриття над другим поверхом  $y_0/h_0 = 7,7/29,5 = 0,27$  (рисунок К.10) тощо.

Як приклад визначаємо зусилля, напруження і розкриття тріщин в кладці зовнішніх і внутрішніх стін і перекриттів у двох найбільш напружених точках, розташованих у рівні перекриття над першим поверхом  $y_1/h_0 = 0,19$ ; для перекриттів в середині будівлі -  $x/L = 0$ ; для зовнішніх стін - в точці  $x/L = 0,1$  (ослаблення стіни дверним прорізом).

Відповідні значення коефіцієнтів  $n_m$  для цих точок згідно з таблицею 4

для  $L/H_0 = 3,5$  і  $y_1/h_0 = 0,19$  відповідно рівні 0,82 і 0,81.

Для інших точок стін і перекриттів розрахунок виконують аналогічним чином.

### Зовнішня стіна

Сумарне поздовжнє зусилля в кладці і перемичці міжвіконного пояса стіни в точці  $x/L = 0,1$  за формулою (К.46) при  $n_m = 0,81$ :

$$K_f = 0; K_e = 10,76 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2;$$

$$K_p = 24,5 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2; K = 46,02 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2;$$

$$\Delta t_e = -17 \text{ }^\circ\text{C}; \Delta t_p = -23 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$N_e = 0,81 \cdot 0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 10,76 \cdot 10^8 (-17) + 15,62 = -58,46 \text{ кН},$$

де за формулою (К.49)

$$\Delta N_m = \frac{(1-0,81)10,76 \cdot 10^8 \cdot 24,5 \cdot 10^8}{46,02 \cdot 10^8} \times [0,5 \cdot 10^{-5}(-17) - 10^5(-23)] = 15,62 \text{ кН}.$$

За формулою (К.59) поздовжнє зусилля в поясі кладки  $N_k$  і перемички  $N_r$  при  $K_k = 9,07 \cdot 10 \text{ Па} \cdot \text{м}^2$ ;  $K_r = 1,3 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2$  відповідно рівні:

$$N_k = -58,46 \frac{9,07 \cdot 10^8}{(9,07 + 1,3)10^8} = -46,30 \text{ кН};$$

$$N_r = -58,46 \frac{1,3 \cdot 10^8}{(9,07 + 1,3)10^8} = -12,16 \text{ кН}.$$

За формулою (К.68) напруження в кладці по кінцях перемички при  $N_r = -12,16 \text{ кН}$ ;  $d_k = d_r = 55 \text{ см}$ ;  $d_k = 60 \text{ см}$ ;  $b_m = 65 \text{ см}$ ;  $a_m = 12 \text{ см}$ ;  $E_k = 1500 \text{ МПа}$ ;  $\Delta \theta = 50 \text{ }^\circ\text{C}$  (без урахування знака  $N_r$ ) дорівнює:

$$\sigma_{x, \max} = \frac{1,07}{55 \cdot 10^{-4}} 12160 \left( \frac{1}{12} + \frac{1}{2 \cdot 65 - 12} \right) + \frac{0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 50 \cdot 1,5 \cdot 10^9}{2} \times \left( 1 + \frac{10^5 \cdot 55 \cdot 10^{-2} \cdot 54,12 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 55 \cdot 10^{-2} \cdot 124,8 \cdot 10^5} \right) = 0,567 \text{ МПа} > R_{tu} = 0,4 \text{ МПа},$$

- де за формулою (К.29):

$$B_{r,y} = 54,12 \cdot 10^5 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

- за формулою (К.21):

$$B_k = \frac{1,5 \cdot 10^9 \cdot 60 \cdot 55^3 \cdot 10^{-8}}{12} = 124,8 \cdot 10^5 \text{ Па} \cdot \text{м}^4,$$

- тобто в кладці утворюються тріщини.

4 За формулою (К.75) розкриття тріщин в кладці зовні по кінцях перемичок при  $l_T = 348$  см;  $l_t = 240$  см;  $\alpha_{red} = 0,56 \cdot 10^{-5}$  ( $1/^\circ\text{C}$ ) дорівнює (без урахування знака  $\Delta t$ )

$$\delta_e = \left(17 + \frac{50}{8}\right) [0,5 \cdot 10^{-5} (348 - 240) + 0,56 \cdot 10^{-5} \cdot 240] 10^{-2} = 0,5 \text{ мм} < [1 \text{ мм}],$$

де за формулою (К.50):

$$\alpha_{red} = \frac{(0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 9,07 + 10^{-5} \cdot 1,3) \cdot 10^8}{(9,07 + 1,3) \cdot 10^8} = 0,56 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C}).$$

Розкриття тріщин менше допустимого. Армування кладки не потрібно.

### Перекриття приміщень

Поздовжні зусилля в плитах перекриття в місці опирання їх на поперечну стіну по осі 9 ( $x/L=0,1$ ) визначають за формулою (К.48):

$$N_p = 0,81 \cdot 10^5 \cdot 24,5 \cdot 10^8 (-23) - 2 \cdot 15,62 = -478,36 \text{ кН},$$

де за формулою (К.49)  $\Delta N_m = 15,62$  кН.

Максимальне розтягуюче напруження в кладці по кінцях плит перекриттів, закладених в стіну, за формулою (К.68) при  $d_k = B_p = 13$  м;  $\Delta\theta = 0$ ;  $b_m = 19$  см;  $a_m = 10$  см рівне:

$$\sigma_{k,max} = \frac{1,07(-478360)}{13 \cdot 10^{-2}} \cdot \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{2 \cdot 9 - 10}\right) + 0 = -535 \text{ МПа} > 0,4 \text{ МПа}.$$

У кладці опор утворюються тріщини.

Максимальне розкриття тріщин на опорах за формулою (К.75) при  $l_m = 615$  см;  $l = 590$  см:

$$\delta_e = (-23 + 0) [0,5 \cdot 10^{-5} (615 - 590) + 10^{-5} \cdot 590] = -1,38 \text{ мм} < - [0,5 + 10^{-5} \cdot 590 \cdot 18 \leq 1,5 \text{ мм}],$$

що задовольняє вимоги таблиці К.1.

Армування кладки не потрібно.

### Перекриття лоджій.

#### Неармована кладка опор

1 Сумарне зусилля в плитах перекриттів в середині будівлі ( $x/L = 0$ , вісь 11 ) за формулою (К.48); при  $n_m = 0,82$ ;  $\Delta t_p = -23$   $^\circ\text{C}$ ;  $K_p = 24,5 \cdot 10^8$  Па $\cdot$ м<sup>2</sup>

$$N_p = 0,82 \cdot 10^5 \cdot 24,5 \cdot 10^8 (-23) - 2 \cdot 14,80 = -482,24 \text{ кН},$$

де за формулою (К.49)  $\Delta N_m = 14,80$  кН.

2 Зусилля в плитах лоджій  $N_{p,b}$  при  $\Delta t_{p,b} = -42$   $^\circ\text{C}$ , ширині  $B_{p,b} = 2$  м;  $K_{p,b} = 3,7 \cdot 10^8$  Па $\cdot$ м<sup>2</sup> обчислюють за формулою (К.60):

$$\begin{aligned} N_{p,b} &= N_p \frac{K_{p,b}}{K_p} + n_m \alpha_p K_{p,b} [\Delta t_{p,b} - \Delta t_p] = \\ &= -482240 \frac{3,7 \cdot 10^8}{24,5 \cdot 10^8} + 0,82 \cdot 10^5 \cdot 3,7 \cdot 10^8 (-19) = -130,20 \text{ кН}. \end{aligned}$$

3 Максимальні напруження розтягу в кладці опор плит лоджій на стіну по осі 11 обчислюють за формулою (К.68) при  $b_m = 25,5$  см;  $a_m = 15$  см;  $\Delta\theta = 0$

$$\sigma_{k,max} = \frac{1,07(-130200)}{2 \cdot 10^{-2}} \cdot \left(\frac{1}{15} + \frac{1}{51 - 15}\right) + 0 = -0,645 \text{ МПа} > f_{tu} = 0,4 \text{ МПа}.$$

У кладці утворюються тріщини.

4 Максимальне розкриття тріщин на опорах за формулою (К.75) при  $l_m = 615$  см;  $l = 590$  см;  $\Delta t_{p,b} = -42$   $^\circ\text{C}$

$$\delta_e = (42 + 0) [0,5 \cdot 10^{-5} (615 - 590) + 10^{-5} \cdot 590] = 2,53 \text{ мм} > [1,5 \text{ мм}],$$

що не задовольняє вимоги таблиці К.1.

Кладку опор армують.

### Армована кладка опор

Необхідна кількість арматури класу А240ІІ ( $f_{ud} = 360 \text{ МПа}$ ) для армування кладки опор перекриттів визначають методом послідовного наближення.

Перше наближення:

$$A'_s = \frac{N_{p,b}}{f_{ud}} = 130200/360 \cdot 10^6 = 3,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,6 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнти пружної піддатливості кладки лівої і правої опор за формулами (К.14), (К.17):

$$c'_{s,k} = \frac{0,7[(25 - 15) + (32 - 12)]10^{-2}}{20 \cdot 10^{10} \cdot 3,6 \cdot 10^{-4}} = 0,29 \cdot 10^{-8} \text{ м}/(\text{Па} \cdot \text{м}^2);$$

то саме плит перекриттів  $l = 590 \text{ см}$ ;  $A_s = 2 \cdot 4 = 8 \text{ см}^2$ :

$$c'_p = \frac{0,7 \cdot 590 \cdot 10^{-2}}{20 \cdot 10^{10} \cdot 8 \cdot 10^{-4}} = 2,58 \cdot 10^{-8} \text{ м}/(\text{Па} \cdot \text{м}^2).$$

За формулою (К.15):

$$K_{p,b} = \frac{615 \cdot 10^{-2}}{(0,29 + 2,58) \cdot 10^{-8}} = 2,13 \cdot 10^8 \text{ м}/(\text{Па} \cdot \text{м}^2).$$

За формулою (К.60):

$$N_{p,b} = -482240 \frac{2,13 \cdot 10^8}{24,5 \cdot 10^8} + 0,82 \cdot 10^{-5} \cdot 2,13 \cdot 10^8 (-19) = -75,12 \text{ кН}.$$

Друге наближення:

$$F'_s = -75120/360 \cdot 10^6 = 2,09 \text{ см}^2;$$

$$c''_{s,k} = \frac{0,7(25 - 15) + (32 - 12)10^{-2}}{20 \cdot 10^{10} \cdot 2,09 \cdot 10^{-4}} = 0,5 \cdot 10^{-8} \text{ м}/(\text{Па} \cdot \text{м}^2);$$

$$K''_{sk} = \frac{615 \cdot 10^{-2}}{(0,5 + 2,58) \cdot 10^{-8}} = 2 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2;$$

$$N''_{p,b} = -482240 \frac{2 \cdot 10^8}{24,5 \cdot 10^8} + 0,82 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^8 (-19) = -70,53 \text{ кН},$$

що близько попереднього результату.

За формулою (К.76) максимальне розкриття тріщин у армованій кладці по осі 11 при  $\Delta\theta = 0$ :

$$\delta_e = \frac{0,7(51 - 2 \cdot 15)10^{-2}}{20 \cdot 10^{10} \cdot 2,09 \cdot 10^{-4}} (-70530) = 0,25 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,25 \text{ мм} < [0,3 \text{ мм}],$$

що задовольняє вимоги таблиці К.1.

### Зовнішні стіни сходових кліток

Розрахункова схема стін і перекриттів середньої сходової клітки між осями 8 і 9 показана на рисунку К.13.

Розрахункові зусилля в зовнішній стіні та перекритті першого поверху в точці  $x/L = 0,1$  (див. вище):

$$N_e = -58,46 \text{ кН}; \quad N_p = -478,36 \text{ кН}.$$

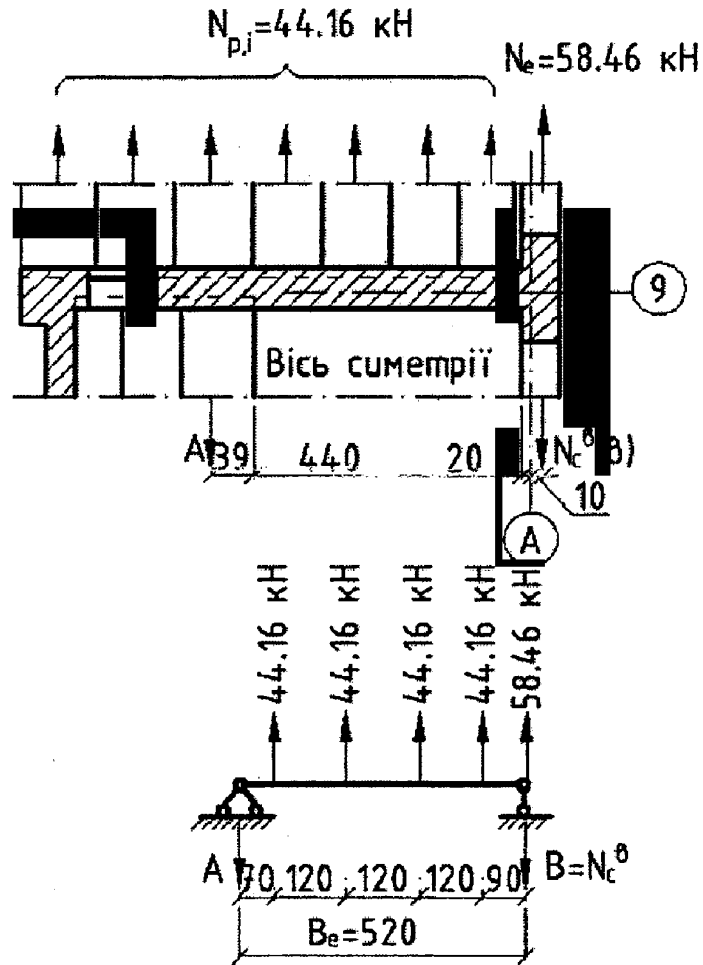


Рисунок К.13 – Розрахункова схема сходової клітки

Розрахункове зусилля в одній плиті шириною 1,2 м при розрахунковій ширині перекриття  $B_p = 13$  м рівне:

$$N_{p,j} = -478,36 \cdot \frac{1,2}{13} = -44,16 \text{ кН.}$$

За формулою (К.63) розрахункове зусилля в зовнішній стіні сходової клітки:

$$N_{e(B)} = -58,46 - \frac{44,16}{510} = (70 + 90 + 310 + 430) = -143,38 \text{ кН.}$$

в тому числі в поясі кладки  $N_{k(B)}$  і в перемичці  $N_{r(B)}$  за формулою (К.59) при  $K_k = 9,07 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2$  і  $K_r = 1,3 \cdot 10^8 \text{ Па} \cdot \text{м}^2$

$$N_{k(B)} = -143,38 \frac{9,07 \cdot 10^8}{(9,07 + 1,3) \cdot 10^8} = -125,41 \text{ кН;}$$

$$N_{r(B)} = -143,38 \frac{1,3 \cdot 10^8}{(9,07 + 1,3) \cdot 10^8} = -17,19 \text{ кН.}$$

Розтягують напруження в поясі кладки за формулою (К.67) при  $A_k = 110 \cdot 55 =$

$$\sigma_k = \frac{125410}{6050 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 50 \cdot 1,5 \cdot 10^9}{2} = 0,395 \text{ МПа} < R_{tu} = 0,4 \text{ МПа.}$$

Тріщини не виникнуть.

Те саме по кінцях перемички за формулою (К.68) при

$$N_{r(B)} = -17,97 \text{ кН}; N_r = 12,16 \text{ кН (див. вище)};$$

$$b_m = 64 \text{ см}; a_m = 12 \text{ см}; B_{r,y} = 54,12 \cdot 10^5 \text{ Па} \cdot \text{м}^4; B_k = 124,8 \cdot 10^5 \text{ Па} \cdot \text{м}^4.$$

$$\sigma_{k,\max} = \frac{1,07}{55 \cdot 10^{-4}} \left( \frac{17970}{12} + \frac{12160}{2 \cdot 64 - 12} \right) + \frac{0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 50 \cdot 1,5 \cdot 10^9}{2} \times$$

$$\times \left( 1 + \frac{10^5 \cdot 55 \cdot 10^{-2} \cdot 54,12 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 55 \cdot 10^{-2} \cdot 124,8 \cdot 10^5} \right) = 0,663 > f_{tu} = 0,4 \text{ МПа}.$$

Виникнуть тріщини.

Максимальне розкриття тріщин по кінцях перемички за формулою (К.75) при  $l_m = 260 \text{ см}; l_r = 160 \text{ см}$

$$\delta_e = \left( 17 + \frac{50}{8} \right) [0,5 \cdot 10^{-5} (260 - 160) + 0,56 \cdot 10^{-5} \cdot 160] 10^{-2} = 0,33 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,33 \text{ мм} < [2 \text{ мм}],$$

що задовольняє вимогам таблиці К.1.

Армування кладки не потрібно.

**Приклад 2.** Визначити температурні зусилля в стінах і перекритті одноповерхового промислового будинку прольотом  $l = 18 \text{ м}$  і висотою  $h = 3,9 \text{ м}$  (до низу залізобетонних балок), показаного на рисунку К.14, при розрахунку зміни температури  $\Delta t = 50^\circ \text{ C}$ .

Стіни цегляні з пілястрами з глиняної цегли марки 75 і розчину марки 7,5. Перекриття із збірних залізобетонних плит за попередньо напруженим залізобетонним балках прольотом 18 м.

Будівля в поперечнику представляє раму (один раз статично невизначену), стояки якої мають різну згинальну жорсткість (рисунок К.14, в). Згинальна жорсткість

$$\text{стояка АВ на довжині } h_1 = 315 \text{ см}, B_1 = 14,9 \cdot 10^7 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\text{на довжині } h_2 = 75 \text{ см}, B_2 = 6 \cdot 10^7 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\text{стояка CD - } h = 390 \text{ см}, B_3 = 9,1 \cdot 10^7 \text{ Па} \cdot \text{м}^4.$$

Коефіцієнт пружної піддатливості балки  $c_p = 5,27 \cdot 10^{-9} \text{ м}/(\text{Па} \cdot \text{м}^2)$ , коефіцієнт температурного розширення  $\alpha = 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$ .

При вирішенні задачі методом сил за невідоме приймаємо зусилля в ригелі (балки), яке визначають з рівняння (К.43):

$$\delta_{11} X + \Delta_{1t} = 0,$$

звідки  $X = -\Delta_{1t} / \delta_{11}$

Коефіцієнт  $\delta_{11}$ , обчислюють за формулою (К.44) з урахуванням пружної податливості ригеля (початок координат вгорі стійок):

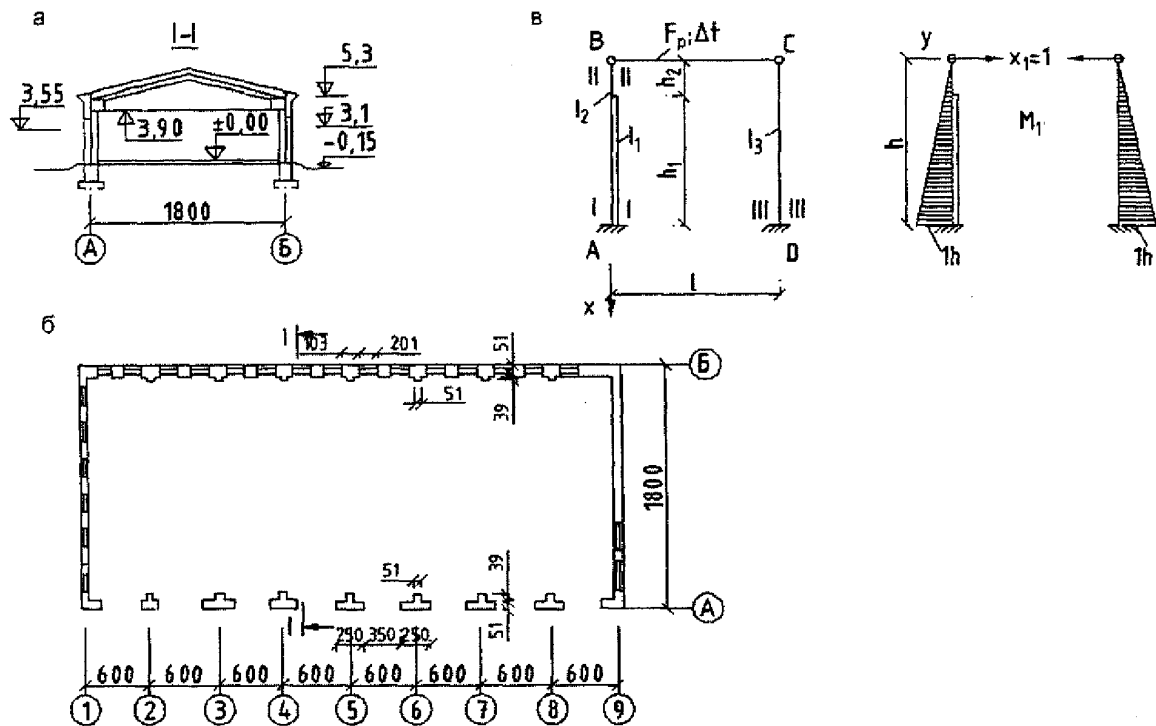
$$\delta_{11} = \int_0^{h_2} \frac{M_1^2 dx}{B_2} + \int_{h_2}^h \frac{M_1^2 dx}{B_1} + \int_0^h \frac{M_1^2 dx}{B_3} + \int_0^l \frac{N_1^2 dy}{[EA]_p} = \frac{h_2^3}{3B_2} + \frac{h^3 - h_2^3}{3B_1} + \frac{h^3}{3B_3} + c_p \cdot 1 =$$

$$= \frac{75^3 \cdot 10^{-6}}{3 \cdot 6 \cdot 10^7} + \frac{(390^3 - 75^3) 10^{-6}}{3 \cdot 14,9 \cdot 10^7} + \frac{390^3 \cdot 10^{-6}}{3 \cdot 9,1 \cdot 10^7} + 5,27 \cdot 10^{-9} = 357 \cdot 10^{-9} \text{ м}/(\text{Па} \cdot \text{м}^2),$$

де  $M_1 = 1x; c_p = l/[EA]_p$ .

Коефіцієнт  $\Delta_{1t}$  визначають за формулою (К.45):

$$\Delta_{1t} = \int_C^l \alpha \Delta t N_1 dy = \alpha \Delta t l = 10^{-5} \cdot 50 \cdot 18 = 0,9 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 9 \text{ мм}.$$



а, б – розріз і план; в – розрахункова схема рами

**Рисунок К.14** – До розрахунку температурних зусиль у стінах і перекриттів одноповерхового промислового будинку

Підставляючи в формулу методу сил знайдені значення коефіцієнтів, отримаємо зусилля в ригелі:

$$N_p = X = \frac{0,9 \cdot 10^{-2}}{357 \cdot 10^{-9}} = 25,2 \text{ кН.}$$

(При жорсткому ригелі  $c_p = 0$ ,  $N_p = 25,6$  кН).

Згинальні моменти внизу стояків (перерізу II-II і III-III)

$$M_A = M_D = N_p h = 25,2 \cdot 3,9 = 98,4 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

те саме в перетині II-II

$$M_c = N_p h_2 = 25,2 \cdot 0,75 = 18,9 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Переміщення (прогини) стояків вгори:

- стояк АВ:

$$\Delta_B = \left( \frac{h^3 - h_2^3}{3B_1} + \frac{h_2^3}{3B_2} \right) N_p = \left[ \frac{(390^3 - 75^3) \cdot 10^{-6}}{3 \cdot 14,9 \cdot 10^7} + \frac{75^3 \cdot 10^{-6}}{3 \cdot 6 \cdot 10^7} \right] \cdot 25200 = 0,34 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 3,4 \text{ мм;}$$

- стояк CD:

$$\Delta_c = \frac{h^3 N_p}{3B_3} = \frac{390^3 \cdot 10^{-6} \cdot 25200}{3 \cdot 9,1 \cdot 10^7} = 0,55 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 5,5 \text{ мм.}$$

Подовження ригеля  $\Delta_p = 9 - (3,4 + 5,5) = 0,1$  мм.

**Ключові слова:** цегла, цегла керамічна, цегла силікатна, блоки з ніздрюватого бетону, елементи з важкого бетону, розчин, міцність, розрахунковий опір стиску, характеристична міцність кладки, бетон заповнення, розрахункові схеми, неармовані, армовані конструкції з кам'яної кладки, зсув, розтяг, колодязна кладка, одношарові стіни, дво- та тришарові стіни.

---