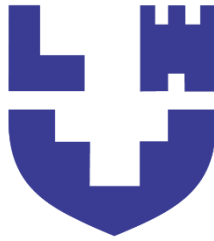


**Міністерство освіти і науки України  
Луцький національний технічний університет**



# **Конструкції будівель та споруд**

## **КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти  
освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування»  
галузі знань 19 Архітектура та будівництво  
(G Інженерія, виробництво та будівництво)  
спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування  
денної форми навчання

ЛУЦЬК 2025

УДК 624 (07)  
К65

До друку  
Голова вченої ради  
факультету архітектури, будівництва та дизайну \_\_\_\_\_ О. АНДРІЙЧУК

Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій ЛНТУ  
Директор бібліотеки \_\_\_\_\_ Н. ПОЛЩУК

Затверджено вченою радою факультету архітектури,  
будівництва та дизайну ЛНТУ, протокол № \_\_ від \_\_\_\_\_ 2025 р.

Розглянуто і схвалено на засіданні кафедри будівництва  
та цивільної інженерії ЛНТУ, протокол № \_\_ від \_\_\_\_\_ 2025 р.

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії \_\_\_\_\_ О. УЖЕГОВА

Укладачі: \_\_\_\_\_ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук, доцент, завідувач  
кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

\_\_\_\_\_ С. УЖЕГОВ, кандидат технічних наук, доцент кафедри  
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Рецензент: \_\_\_\_\_ С. РОТКО, кандидат технічних наук, доцент кафедри  
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

Відповідальна за випуск: \_\_\_\_\_ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук,  
доцент, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Конструкції будівель та споруд [текст]: конспект лекцій (частина 1) для  
К 65 здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної  
програми «Архітектура та містобудування» галузі знань 19 Архітектура та  
будівництво (Г Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 191  
(G17) Архітектура та містобудування денної форми навчання / уклад.  
О.А.Ужегова, С.О.Ужегов – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 105 с.

Методична розробка містить лекційний матеріал з обов'язкової дисципліни  
«Конструкції будівель та споруд».

Видання призначене для здобувачів вищої освіти спеціальності 191 (G17)  
Архітектура та містобудування денної форми навчання.

© О.А. Ужегова, 2025  
© С.О. Ужегов, 2025

## Передмова

Кожен здобувач, котрий опановує освітню програму «Архітектура та містобудування», здобуває певні професійні компетентності, які ґрунтуються на знанні будівельних конструкцій.

Освітній компонент «Конструкції будівель та споруд» належить до обов'язкових дисциплін підготовки здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування».

Під час вивчення дисципліни значна увага має бути присвячена навантаженням і впливам, частинам будівель та споруд, несучим металевим конструкціям, конструкціям з дерева і пластмас, кам'яним та армокам'яним конструкціям, залізобетонним конструкціям.

Конспект лекцій включає дві частини, перша з них призначена для опрацювання в першому модулі вивчення ОК «Конструкції будівель та споруд».

Методична розробка призначена як для аудиторного, так і для самостійного опрацювання матеріалу студентами, містить необхідні довідкові матеріали для виконання розрахунків елементів конструкцій з дерева та металу.

## Розділ 1 Навантаження і впливи

### 1.1. Основні принципи розрахунку

Будівельні конструкції і основи розраховують за несучою здатністю (граничні стани першої групи) та за придатністю до нормальної експлуатації (граничні стани другої групи).

Перша група містить граничні стани, перехід через які призводить до повної непридатності об'єкта або його елемента до експлуатації і для яких позаграничними станами можуть бути [4, п. 6.2.2]:

- руйнування будь-якого характеру (в'язке, крихке, в результаті втоми);
- втрата стійкості форми;
- втрати стійкості положення;
- перехід у змінну систему;
- якісна зміна конфігурації;
- інші явища, за яких виникає потреба у припиненні експлуатації (наприклад, виникнення перфорації стінки ємності з токсичними речовинами або надмірні переміщення основи при просадках чи спучуванні ґрунтів).

Друга група містить граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію об'єкта або зменшують його довговічність порівняно з розрахунковим строком експлуатації і для яких позаграничними станами є [4, п. 6.2.3]:

- надмірні переміщення або повороти деяких точок конструкції;
- недопустимі коливання (надмірні значення амплітуди, частоти, швидкості, прискорення);
- утворення та розкриття тріщин, досягнення ними гранично допустимих значень розкриття чи довжини;
- втрата стійкості форми у вигляді локального деформування або втрати стійкості форми перерізу;
- пошкодження від корозії чи інших видів фізичного зношення, які призводять до необхідності обмеження експлуатації внаслідок зменшення строку експлуатації об'єкта;

- недопустимі втрати тепла через огорожувальні конструкції, що призводить до збільшення матеріальних витрат на експлуатацію будівлі;
- недосягнення елементами будівлі необхідного рівня шумоізоляції.

Граничні стани цієї групи можуть бути пов'язані з порушенням вимог щодо використання об'єкта без обмежень, порушенням вимог щодо рівня комфорту, зручностей персоналу, вимог до зовнішнього вигляду конструкцій.

Досягнення граничного стану другої групи класифікується як відмова-перешкода.

Граничні стани і розрахункові ситуації, за якими слід виконувати розрахунки, наводяться у будівельних нормах.

Розрахунок за граничними станами має забезпечити надійність будівлі або споруди протягом усього терміну експлуатації, а також під час виконання робіт.

Умови забезпечення надійності полягають у тому, щоб розрахункові значення навантажень або викликаних ними зусиль, напружень, деформацій, переміщень, розкриття тріщин не перевищували відповідних граничних значень, встановлених нормами проектування конструкцій або основ.

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами першої і другої груп необхідно виконувати з урахуванням найнесприятливіших сполучень зусиль.

Усі будівельні конструкції повинні відповідати таким вимогам [4, п. 4.1.6]:

- сприймати без руйнувань і недопустимих деформацій впливи, що виникають під час їх зведення і протягом встановленого строку експлуатації;

- мати достатню працездатність в умовах нормальної експлуатації протягом усього розрахункового строку експлуатації, а саме: їх експлуатаційні параметри (переміщення, вібрації) із заданою імовірністю не повинні виходити за встановлені нормативною або проектною документацією межі, а їх довговічність повинна бути такою, щоб погіршення властивостей матеріалів і конструкцій внаслідок гниття, корозії, стирання та інших форм фізичного зношування не призводило до недопустимо високої ймовірності відмови;

- мати достатню живучість по відношенню до локальних руйнувань і передбачених нормами аварійних впливів (пожеж,

вибухів, наїздів транспортних засобів), виключаючи при цьому явища непропорційного руйнування, коли загальні пошкодження виявляються значно більшими, ніж первісне збурення, що їх викликало.

## **1.2. Класифікація навантажень**

При проектуванні потрібно враховувати навантаження, що виникають під час зведення та експлуатації споруд, а також при виготовленні, зберіганні та транспортуванні будівельних конструкцій згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [1].

Прийнята класифікація навантажень забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням необхідних розрахункових ситуацій та граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна, або перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватися обмежене число разів за термін служби);

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація);

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація);

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і тривалих навантажень (стабільна розрахункова ситуація).

Згідно норм [1], залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяють на основні (які з'являються як результат природних явищ або людської діяльності) та епізодичні (які реалізуються надзвичайно рідко, один або декілька разів протягом терміну служби споруди, і тривалість дії яких обмежується у часі коротким терміном. Як правило, епізодичними є аварійні навантаження і впливи).

Залежно від змінюваності у часі впливи поділяють на постійні (які діють, практично не змінюючись протягом терміну служби споруди) та змінні (для яких не можна нехтувати зміною його значення у часі щодо середнього).

Залежно від тривалості неперервної дії змінні навантаження і впливи поділяють на тривалі, короткочасні та епізодичні.

Навантаження, що виникають під час виготовлення, зберігання та перевезення конструкцій, а також при зведенні споруд, слід

враховувати при розрахунках як короткочасні.

Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення.

При розрахунку несучих конструкцій і основ слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності)  $\gamma_n$  [4, п. 7.6.4], який визначається залежно від класу наслідків (відповідальності) об'єкта і типу розрахункової ситуації згідно з таблицею 1.1.

Цей коефіцієнт використовують як множник до ефекту дії (прогину, зусилля, напруження), за винятком тих випадків, коли такий ефект є розвантажувальним. У розрахунках, де не використовується розрахункове значення навантаження (наприклад, при оцінці даних випробувань), коефіцієнт відповідальності приймається за одиницю.

Таблиця 1.1

Значення коефіцієнта надійності за відповідальністю  $\gamma_n$  [4, табл. 5]

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення $\gamma_n$ , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,00	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

**Примітка 1.** Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно до класів наслідків (відповідальності), слід їх відносити до категорії Б.

**Примітка 2.** Для об'єктів нового будівництва, що споруджуються в охоронній зоні пам'яток культурної спадщини національного та місцевого значення, які за всіма характеристиками можливих наслідків їх відмови відносяться до класу наслідків (відповідальності) СС1, коефіцієнт надійності, що передбачений для вищих класів наслідків, не застосовується.

Розрахункові значення навантажень визначають множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_{fn}$ , який залежить від виду навантаження.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовують чотири види розрахункових значень:

- граничне – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції;
- експлуатаційне – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовують для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних із труднощами нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустима вібрація та неприпустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо);
- циклічне – значення навантаження, яке використовують для розрахунків конструкцій на витривалість і визначають як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією на конструкцію реальному випадковому процесу змінного навантаження;
- квазіпостійне – розрахункове значення навантаження, яке використовують для врахування реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначають як рівень такого постійного впливу, що еквівалентний за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують граничні розрахункові значення навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи навантаження встановлюють залежно від умов експлуатації конструкції, яку розглядають, а саме:

- якщо вихід за граничний стан може бути допущений у середньому один раз за  $T_n$  років, то перевірку виконують із використанням граничного розрахункового значення, що відповідає періоду  $T_n$ ;



- якщо вихід за граничний стан другої групи може бути допущений протягом певної частки  $\eta$  ( $0 < \eta < 1$ ) встановленого терміну служби конструкції  $T_{ef}$ , то перевірку виконують із використанням експлуатаційного розрахункового значення, що відповідає цій частці встановленого терміну служби ( $\eta T_{ef}$ ).

Перехід до розрахункових значень виконують множенням на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f(T_n)$  або  $\gamma_f(\eta T_{ef})$ . Значення  $\eta$  приймають за нормами проектування конструкцій залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан.

До постійних навантажень слід відносити:

- а) вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих і огорожувальних конструкцій;
- б) вагу та тиск ґрунтів (насипів, засипок).

До змінних тривалих навантажень слід відносити:

- а) вагу тимчасових перегородок, підливки та підбетони під обладнання;

б) вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, місткостей, трубопроводів з арматурою, опорними частинами та ізоляцією, стрічкових конвеєрів, постійних підйомних машин з їхніми канатами та напрямними, а також вагу рідких і твердих речовин, що заповнюють обладнання;

в) тиск газів, рідин і сипких тіл у місткостях і трубопроводах, надлишковий тиск і розрідження повітря, що виникає при вентиляції шахт;

г) навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах і подібних приміщеннях;

д) навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських і сільськогосподарських будівель із квазіпостійними розрахунковими значеннями;

е) вертикальні навантаження від мостових і підвісних кранів із квазіпостійними розрахунковими значеннями;

з) снігові навантаження із квазіпостійними розрахунковими значеннями; температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

к) впливи, зумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту;

л) впливи, зумовлені зміною вологості, компонентів агресивного середовища, усадкою і повзучістю матеріалів.

До змінних короточасних навантажень слід відносити:

а) вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування із граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями;

б) снігові, вітрові, ожеледні навантаження із граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями;

в) температурні кліматичні впливи з граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями.

До епізодичних навантажень належать:

а) сейсмічні та вибухові впливи;

б) навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю або руйнуванням обладнання;

в) впливи, зумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просадних ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Характеристичні і розрахункові значення епізодичних навантажень визначають спеціальні нормативні документи.

### **1.3. Сполучення навантажень**

Сполучення навантажень формуються як набір їхніх розрахункових значень або відповідних їм зусиль і/або переміщень, що використовується для перевірки конструкції або основи у певному граничному стані та в певній розрахунковій ситуації. Припускають, що всі навантаження в обраному сполученні одночасно впливають на об'єкт розрахунку.

До сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції (основи) з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення.

У розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення двох типів – основні та аварійні.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які містять постійні навантаження із граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або

квазіпостійні значення змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які містять постійні навантаження із експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

До аварійного сполучення, крім постійних і змінних навантажень, може входити тільки один епізодичний вплив.

Малу ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень ураховують множенням розрахункових значень навантажень, що увійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення  $\psi \leq 1$ .

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш, як два змінні навантаження, останні приймають із коефіцієнтом сполучень  $\psi_1 = 0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2 = 0,90$  для короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що містять постійні та не менш, як два змінні навантаження, останні приймають із коефіцієнтом сполучення  $\psi_1 = 0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2 = 0,80$  для короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймають із коефіцієнтом сполучень  $\psi_1 = 1,00$ .

В основних сполученнях при врахуванні трьох та більше короткочасних навантажень їхні розрахункові значення допускається помножити на коефіцієнт сполучення  $\psi_2$ , який приймають для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження – **1,0**, для другого – **0,8**, для решти – **0,6**.

При визначенні розрахункових сполучень навантажень для конструкцій і основ у період зведення будівель і споруд снігові, вітрові, ожеледні навантаження, а також температурні кліматичні впливи, які увійшли до розрахункових сполучень, слід знижувати на 20 %.

#### 1.4. Вага конструкцій і ґрунтів

Характеристичне значення ваги конструкцій заводського виготовлення визначають за стандартами, робочими кресленнями або паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій і ґрунтів – за проектними розмірами та питомою вагою

матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах будівництва та експлуатації споруд.

Власну вагу  $1\text{м}^3$  кам'яних кладок із суцільних крупних блоків, виготовлених із бетону або природного каменю, приймають такою, що дорівнює густині цих матеріалів. Реальна середня густина бетонів із урахуванням їхньої вологості в умовах експлуатації та природних каменів із різних гірничих порід наведена в табл. 1.2.

Таблиця 1.2

Густина бетонів і природних каменів

Назва матеріалу	Густина, $\text{кг}/\text{м}^3$
Важкий бетон на щебені з вивержених порід	2400
Те саме, на вапняковому щебені	2300
Керамзитобетон	900–1800
Шлакобетон	1400–1600
Конструктивні легкі бетони	700–1400
Доломіт	2200–2800
Вапняк щільний, міцний	2000–2600
Мармур	2500–2800
Піщаник	2100–2800
Граніт, діорит, габбро	2500–3200
Базальт	2700–3300
Діабаз	3000
Вулканічні туфи	900–1500
Вапняки пористі з межею міцності на стиск, МПа: 0,4 – 3,5 3,5 – 15,0	900–1600 1500–2000

Середню густину віброцегляних панелей приймають такою, що дорівнює  $1850\text{ кг}/\text{м}^3$ . Середня густина стін і стовпів, виконаних ручною кладкою, із урахуванням фактично утворюваної пустотності швів, наведена в табл. 1.3.

За наведеними у таблицях 1.2 і 1.3 даними визначають характеристичні навантаження від власної ваги кам'яних конструкцій.

Граничне розрахункове навантаження від власної ваги визначають шляхом множення характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням  $\gamma_{fm} = 1,1$  для урахування ймовірності збільшення густини матеріалу або потовщення стін, у межах допуску по товщині.

Якщо найнесприятливіші умови роботи кладки будуть за найменшого значення поздовжньої сили, наприклад, при розрахунку на перекидання, то розрахункове навантаження від власної ваги

визначають множенням характеристичних навантажень на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_{fm} = 0,9$ .

Таблиця 1.3

Густина ручної кладки різних видів

Вид кладки	Густина каменю, кг/м <sup>3</sup>	Густина кладки, кг/м <sup>3</sup>
Із природного каменю правильної форми на важкому розчині	2800	2680
Те саме	2000	1960
Те саме	1200	1260
Бутова	2800	2420
Бутова з вапняку	2200–2500	2100
Суцільна з цегли на важкому розчині	1700–2000	1800
Суцільна з цегли на легкому розчині	1700–2000	1700
Із порожнистої кераміки, пустотілої, пористо-дірчастої цегли	1450	1500
Те саме	1300	1400
Із суцільних шлакобетонних каменів	1400–1600	1600
Із шлакобетонних каменів зі щільними порожнинами (порожнистість каменів 26%)	1040–1180	1250
Із трьохпустотних шлакобетонних каменів із наскрізними пустотами та засипкою пустот шлаком (пустотність каменів 35 %, густина шлаку 1000 кг/м <sup>3</sup> )	910–1040	1400

Густина ґрунтів наведена у табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Густина ґрунтів

Вид ґрунту	Густина, кг/м <sup>3</sup>
Пісок:	
- крупнозернистий сухий	1500
- дрібнозернистий сухий	1600
- крупнозернистий вологий	1800
- дрібнозернистий, насичений вологою	2000
Галька:	
- кутаста	1800
- округла	1900
Щебінь	1600
Насипний ґрунт:	
- розрихлений сухий	1400
- розрихлений вологий	1600
- розрихлений, насичений вологою	1800

- ущільнений сухий	1700
- ущільнений вологий	1900
Суглинок:	
- розрихлений сухий	1500
- розрихлений вологий	1600
- розрихлений, насичений вологою	2000
- ущільнений сухий	1800
- ущільнений вологий	1900
Глина:	
- розрихлена суха	1600
- розрихлена мокра	2000
- щільна волога	2500

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням  $\gamma_{fm}$  для ґрунтів приймають таким:

- у природному заляганні – 1,1;
- насипних – 1,15.

При визначенні навантажень від ґрунту необхідно враховувати навантаження від складованих матеріалів, обладнання і транспортних засобів, що передаються на ґрунт.

### 1.5. Рівномірно розподілені тимчасові навантаження

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сіддці та підлоги на ґрунтах наведені в табл. 1.5.

Таблиця 1.5

#### Значення змінних (тимчасових) рівномірно розподілених навантажень на перекриття, кПа [1, табл. 6.2, с. 13]

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )
1. Квартири житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, туалети) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3. Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	не менше 2,0 (200)	не менше 1,2 (120)
4. Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгові, виставкові та експозиційні	не менше 4,0 (400)	не менше 1,7 (170)
5. Книгосховища, архіви	не менше 5,0 (500)	не менше 5,0 (500)
6. Сцени видовищних установ	не менше 5,0 (500)	не менше 2,1 (210)
7. Трибуни:		
а) із закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,7 (170)
б) для глядачів, що стоять	5,0 (500)	1,8 (180)
8. Горищні приміщення	0,7 (70)	-
9. Покриття на ділянках:		
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,6 (60)
в) інших	0,5 (50)	-
10. Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження:		
а) смугового рівномірного на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона (лоджії)	4,0 (400)	1,7 (170)

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії), вплив якого більш несприятливий, ніж обумовлений у поз.10,а	2,0 (200)	0,85 (85)
11. Ділянки обслуговування і ремонту устаткування у виробничих приміщеннях	не менше 1,5 (150)	–
12. Вестибюлі, фойє, коридори, сходи (з проходами до них), що прилягають до приміщень, зазначених у позиціях:		
а) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,7 (170)
в) 7	5,0 (500)	2,1 (210)
13. Перони вокзалів	4,0 (400)	1,7 (170)
14. Приміщення для худоби:		
дрібної	не менше 2,0 (200)	не менше 0,85 (85)
великої	не менше 5,0 (500)	не менше 2,1 (210)
Примітка 1. Навантаження, наведені в поз. 8, слід враховувати на площі, не зайнятій устаткуванням і матеріалами.		
Примітка 2. Навантаження, наведені в поз. 9, слід враховувати без снігового навантаження.		
Примітка 3. Навантаження, наведені в поз. 10, слід враховувати при розрахунку несучих конструкцій балконів (лоджій) і ділянок стін у місцях защемлення цих конструкцій. При розрахунку нижніх ділянок стін, фундаментів і основ навантаження на балкони (лоджії) слід приймати такими, що дорівнюють навантаженням прилеглих головних приміщень будівель, і зменшувати їх з урахуванням вказівок 6.8 і 6.9.		
Примітка 4. Характеристичні і квазіпостійні значення навантажень для будівель і приміщень, наведених у поз. 3, 4,г, 5, 6, 11 і 14, слід приймати за будівельним завданням на підставі технологічних рішень.		

Характеристичні значення навантажень на ригелі та плити перекриттів від ваги тимчасових перегородок слід приймати залежно від їхньої конструкції, розташування і характеру опирання на перекриття і стіни.

Ці навантаження допускається враховувати як рівномірно розподілені додаткові навантаження, приймаючи їхні характеристичні значення на підставі розрахунку для передбачуваних схем розміщення перегородок, але не менше, ніж 0,5 кПа (50 кгс/м<sup>2</sup>).



Коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fm}$  зведені в табл. 1.6.

Таблиця 1.6

**Коефіцієнти надійності щодо дії навантаження,  $\gamma_{fm}$**

№	Найменування навантаження	$\gamma_{fm}$
1	2	3
1	Вага металевих конструкцій, у яких зусилля від власної ваги менші 50 %	1,05 (0,95)
2	Вага металевих конструкцій, у яких зусилля від власної ваги дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
3	Вага бетонних (з середньою густиною понад 1600 кг/м <sup>3</sup> ), залізобетонних, кам'яних, армокам'яних, дерев'яних конструкцій	1,10 (0,90)
4	Вага бетонних конструкцій (з середньою густиною 1600 кг/м <sup>3</sup> і менше), ізоляційних, вирівнюючих та опоряджувальних шарів (плити, шкаралупи, засипки, стяжки, матеріали в рулонах тощо) заводського виготовлення	1,20 (0,90)
5	Вага бетонних конструкцій (з середньою густиною 1600 кг/м <sup>3</sup> і менше), ізоляційних, вирівнюючих та опоряджувальних шарів (плити, шкаралупи, засипки, стяжки, матеріали в рулонах тощо), виготовлених на будівельному майданчику	1,30 (0,90)
6	Вага ґрунтів у природному заляганні	1,10 (0,90)
7	Вага ґрунтів насипних	1,15 (0,90)
8	Стаціонарне устаткування (обладнання)	1,05
9	Ізоляція стаціонарного устаткування (обладнання)	1,20
10	Заповнення устаткування (обладнання) (в т.ч. резервуарів, трубопроводів) рідинами	1,00
11	Заповнення устаткування суспензіями, шлаками, сипкими тілами	1,10
12	Навантажувачі, електрокари з вантажами	1,20
13	Рівномірно розподілене навантаження на перекриття і сходи при $Q < 2000$ Па	1,30
14	Рівномірно розподілене навантаження на перекриття і сходи при $Q \geq 2000$ Па	1,20
Примітка. Значення у дужках слід використовувати для перевірки стійкості конструкції на перекидання, а також в інших випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкції		

При розрахунку балок, ригелів, плит, а також колон і фундаментів, що сприймають навантаження від одного перекриття,

характеристичні значення навантажень, наведені у табл. 1.5, слід знижувати, залежно від вантажної площі розрахункового елемента  $A$ ,  $m^2$ , множенням на коефіцієнт сполучень  $\psi_A$ , який дорівнює:

а) для приміщень, наведених у поз. 1, 2, 12,а (при вантажній площі  $A > A_1 = 9 m^2$ ):

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} ; \quad (1.1)$$

б) для приміщень, наведених у поз. 4, 11, 12,б (при вантажній площі  $A > A_2 = 36 m^2$ ):

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}} . \quad (1.2)$$

При розрахунку стін, що сприймають навантаження від одного перекриття, значення навантажень слід знижувати залежно від вантажної площі  $A$  елементів, що розраховуються (плит, балок), які опираються на стіни.

При визначенні поздовжніх зусиль для розрахунку колон, стін і фундаментів, що сприймають навантаження від двох і більше перекриттів, характеристичні значення навантажень, наведені у табл. 3.5, слід знижувати множенням на коефіцієнт сполучень  $\psi_n$  :

а) для приміщень, наведених у поз. 1, 2, 12,а,

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} ; \quad (1.3)$$

б) для приміщень, наведених у поз. 4, 11, 12,б,

$$\psi_{n2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}} , \quad (1.4)$$

де  $n$  – загальне число перекриттів (для приміщень, наведених у табл. 1.5, поз. 1, 2, 4, 11, 12,а, 12,б), навантаження від яких враховують при розрахунку розглядуваного перерізу колони, стіни, фундаменту.

## 1.6. Снігові навантаження

Снігове навантаження є змінним, для якого встановлено три розрахункові значення: граничне, експлуатаційне, квазіпостійне.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюють за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C, \quad (1.5)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  за табл. 1.7; проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fm}$  визначають лінійною інтерполяцією; для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ ;

Таблиця 1.7

Коефіцієнти надійності за граничним значенням  
снігового навантаження

T, років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від снігового району по карті (рис. 1.1) або за додатком Е [1];

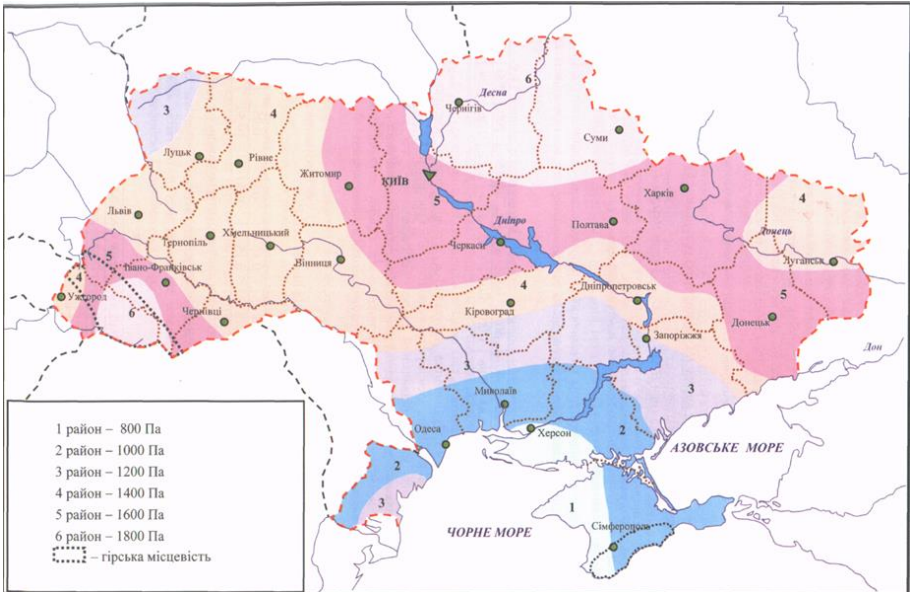


Рис. 1.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву (рис. 8.1, [1])

$C$  – коефіцієнт, визначають за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt}, \quad (1.6)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначають за додатком Ж [1] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо); для неутеплених покрівель цехів із підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води  $C_e=0,8$ , за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі  $C_e=1$ ;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти; для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, визначають за формулою:

$$\begin{aligned} C_{alt} &= \mathbf{1,4N + 0,3} \text{ (при } N \geq 0,5 \text{ км);} \\ C_{alt} &= \mathbf{1} \text{ (при } N < 0,5 \text{ км).} \end{aligned} \quad (1.7)$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюють за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C, \quad (1.8)$$

де  $S_0, C$  – те саме, що й у формулі (1.5);

$\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначають за табл. 1.8 залежно від частки часу  $\eta$ , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану; значення  $\eta$  приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан.

Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = \mathbf{0,02}$ .

Таблиця 1.8

Коефіцієнти надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження

$\eta$	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
$\gamma_{fe}$	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Квазіпостійне розрахункове значення обчислюють за формулою:

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C, \quad (1.9)$$

де  $\bar{S} = 160$  Па;  $S_0, C$  – те саме, що й у формулі (1.5).

### 1.7. Вітрові навантаження

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення: граничне та експлуатаційне.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (1.10)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  за табл. 1.9; проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fm}$  визначають лінійною інтерполяцією. Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ ;

Таблиця 1.9

Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження

T, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

$W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску, дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від вітрового району по карті (рис. 1.2) або за додатком Е [1];

$C$  – коефіцієнт, визначений за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (1.11)$$

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, який визначають за додатком І [1] залежно від форми споруди або конструктивного елемента. Цей коефіцієнт прирівнюють до коефіцієнтів  $C_e$ , які слід враховувати при визначення вітрового тиску, прикладеного нормально до зовнішніх

поверхонь споруди або елемента і віднесеного до одиниці площі цієї поверхні. Найчастіше коефіцієнт  $C_{aer}$  набуває значення  $+0,8$  для навітряної сторони, а для підвітряної сторони коефіцієнт  $C_{aer}$  набуває значення  $-0,6$ . Знак «плюс» біля коефіцієнта відповідає напрямку тиску вітру на поверхню, знак «мінус» – від поверхні;

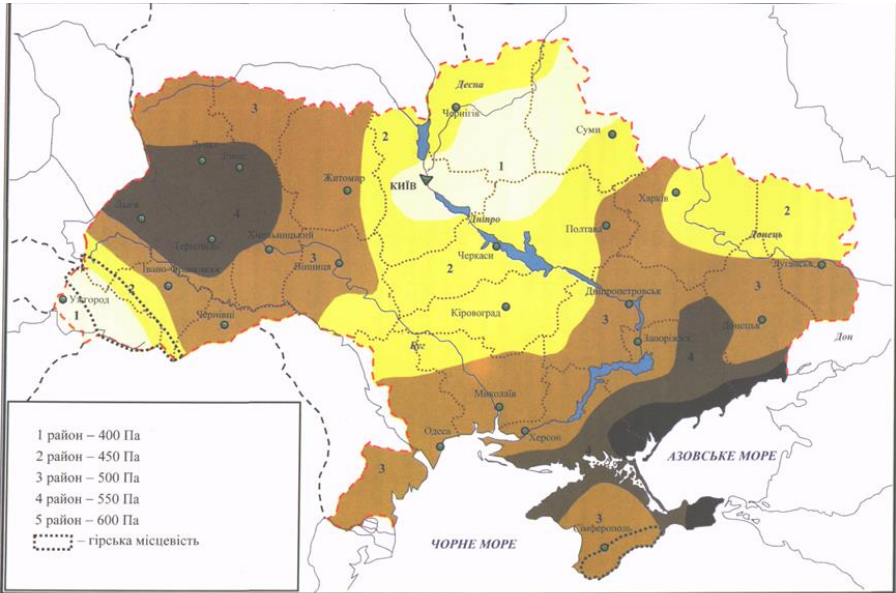


Рис. 1.2. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску (рис. 9.1, [1])

$C_h$  – коефіцієнт, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі ( $Z$ ), типу навколишньої місцевості, визначають за рис. 1.3. Тип місцевості, що оточує будівлю чи споруду, визначається для кожного розрахункового напрямку вітру окремо:

I – відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не менш як 3 км;

II – сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами;

III – приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви;

IV – міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м.

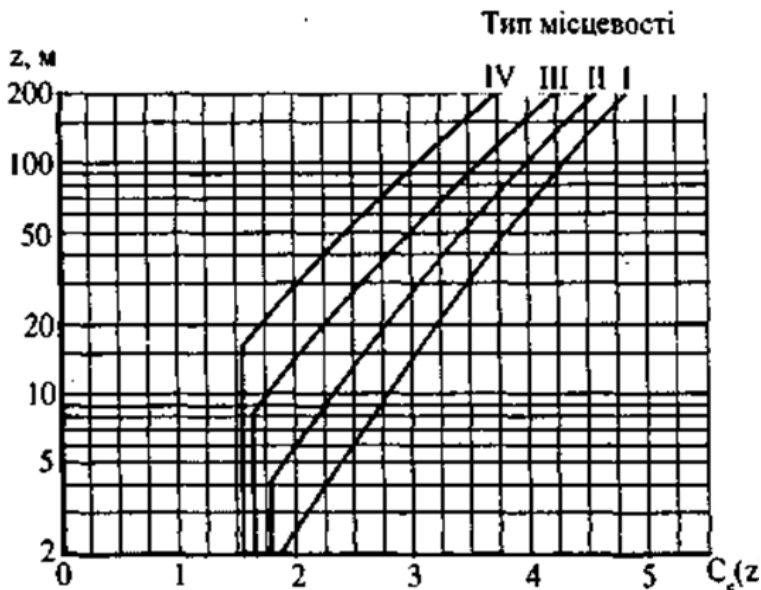


Рис. 1.3. Коефіцієнт висоти споруди  $C_h$  (рис. 9.2, [1])

Отже, за рис. 1.3 можна зробити висновок, що для будівель висотою до 16 м, споруджених на міських територіях, коефіцієнт  $C_h$  становить 1,6; на висоті 20 м цей коефіцієнт вже має значення 1,75; на висоті 30 м коефіцієнт  $C_h$  становить 2,0;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту  $H$  (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря; обчислюють за формулою:

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad (1.12)$$

$$C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км}).$$

Більшість населених пунктів України мають географічну висоту значно меншу за 0,5 км, тому коефіцієнт  $C_{alt} = 1$ .

$C_{rel}$  – коефіцієнт, що враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі;

$C_{dir}$  – коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру  $i$ , як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці. Значення  $C_{dir}$ , яке відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних даних;

$C_d$  – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду, визначають за графіком на рис. 1.4. Ширина і діаметр прийняті в перерізі, перпендикулярному до вітрового потоку. Значення  $C_d$  слід приймати за лівою кривою графіка.

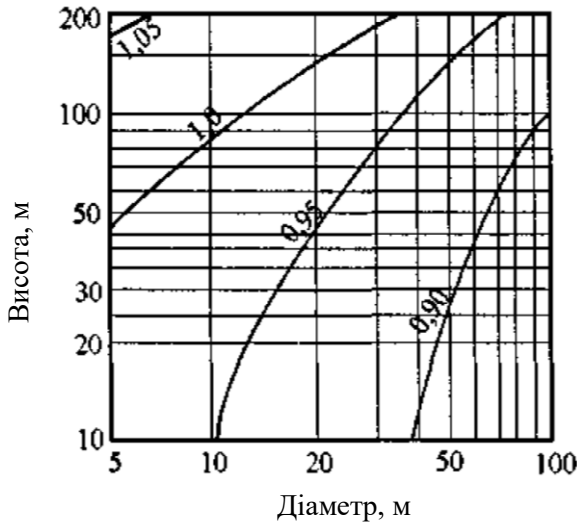


Рисунок 1.4 – Коефіцієнт  $C_d$  для кам'яних будівель і будівель із залізобетонним каркасом (рис. 9.5, [1])

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C, \quad (1.13)$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. 1.10 залежно від частки часу  $\eta$ , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.



Таблиця 1.10

Коефіцієнти надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження

$\gamma_{fe}$	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
$\eta$	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fe}$  слід визначати лінійною інтерполяцією. Величину  $\eta$  приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ .

#### Контрольні запитання

1. Основні принципи розрахунку конструкцій за граничними станами.
2. Від чого має гарантувати конструкцію розрахунок за граничними станами першої групи?
3. Від чого має гарантувати конструкцію розрахунок за граничними станами другої групи?
4. У чому полягають умови забезпечення надійності будівель і споруд?
5. Наведіть класифікацію навантажень залежно від змінюваності в часі.
6. Як визначають розрахункове значення навантаження?
7. Охарактеризуйте чотири види розрахункових значень навантажень (граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне).
8. Які навантаження відносяться до постійних? Змінних – тривалих і короточасних? епізодичних?
9. Як формуються сполучення навантажень?
10. Охарактеризуйте сполучення навантажень, що використовуються для перевірки граничних станів I групи; II групи.
11. Який коефіцієнт сполучення навантажень  $\psi$  приймають для основних і аварійних сполучень?
12. Як визначають характеристичне значення ваги будівельних конструкцій? ґрунтів?
13. Які розрахункові значення встановлені нормами для снігового навантаження?
14. Як обчислюють граничне розрахункове значення снігового навантаження?
15. Як обчислюють експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження?
16. Як обчислюють квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження?
17. Які розрахункові значення встановлені нормами для вітрового навантаження?
18. Як обчислюють граничне розрахункове значення вітрового навантаження?
19. Як обчислюють експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження?

## Розділ 2

# КОНСТРУКЦІЇ З ДЕРЕВА І ПЛАСТМАС

### 2.1. Загальні відомості про конструкції з дерева і пластмас

Дерево у будівництві застосовувалося з давніх часів завдяки, поширенню лісів, простоті обробки і транспортування, значній міцності при порівняно невеликій масі.

Основною конструктивною формою дерев'яних будівель були зруби. Вони виконувалися з горизонтально розміщених колод, з'єднаних за допомогою врубів, шипів. Під час археологічних розкопок у Києві на Подолі було знайдено характерну будівлю такого типу – господарський зруб X ст. В Україні збереглися зразки дерев'яних фортечних і цивільних споруд, що зводилися починаючи з XII ст. Виконання таких робіт вимагало високої кваліфікації майстрів.

З кінця XVII ст. значно вдосконалились інструменти для обробки деревини, що дало можливість створювати дерев'яні конструкції з брусів і дощок у вигляді ферм, арок. Ці конструкції з успіхом застосовувалися під час будівництва дерев'яних мостів, культових споруд тощо.

На початку XX ст. широкого застосування набувають конструкції, в яких елементи з'єднані за допомогою цвяхів і нагелів.

У післявоєнні роки використання дерев'яних конструкцій дещо скоротилося через масове застосування залізобетону.

З середини 70-х років минулого століття широкого застосування набувають клеєні і клеєфанерні конструкції заводського виготовлення: тришарові панелі покриттів, клеєні балки з прольотами до 24 м, арки – до 60 м, рами 12...24 м. Ці конструкції успішно застосовують під час будівництва складів, спортзалів, виробничих сільськогосподарських будівель тощо.

Останнім часом у будівництво широко впроваджують конструкційні пластмаси та змішані конструкції.

Деревина – цінний конструктивний матеріал.

**Його переваги:**

- висока питома міцність (відношення розрахункового опору до густини), близька до питомої міцності сталі, а тому вони мають невелику масу;
- низька тепло- і звукопровідність, що дозволяє використовувати деревину одночасно, як у несучих, так і в огорожуючих елементах;

- достатня хімічна стійкість; в агресивному середовищі деревина довговічніша від металу і залізобетону;
- простота обробки і відсутність обмежень використання для різних будівельних робіт.

#### **Недоліки** деревини:

- залежність механічних характеристик від багатьох факторів;
- гігроскопічність та її наслідки – всихання, розбухання, розтріскування тощо;
- неоднорідність будови і природні вади, які впливають на міцність;
- загнивання і низька вогнестійкість.

У сучасному будівництві застосовують такі види дерев'яних конструкцій:

- клеєні – найбільш прогресивні завдяки малій трудомісткості їх виготовлення на висококомеханізованих заводах;
- конструкції з цільних елементів (брусів, дощок) є незамінними для тимчасових будівель, які можуть бути виготовлені з місцевої деревини з використанням ручних інструментів і найпростіших з'єднань;
- складеного перерізу на податливих в'язях - застосовуються, якщо з якихось причин не можуть бути використані клеєні конструкції.

Для виготовлення дерев'яних конструкцій і деталей, в основному, використовують деревину хвойних порід, яка має рівний високий стовбур з невеликою кількістю сучків і завдяки смолі у волокнах менше піддається загниванню.

Кращою за якістю є деревина сосни, а ялина і кедр мають дещо меншу міцність. Деревина модрина за міцністю і стійкістю проти загнивання переважає сосну, але має меншу міцність на сколювання.

Деревина більшості листяних порід має нерівні стовбури, більше сучків, швидко загниває і тому менш придатна для виготовлення конструкцій. Дуб у порівнянні з сосною має значно більшу міцність і стійкість проти загнивання, але через більшу дефіцитність і вартість його використовують лише для невеликих з'єднувальних деталей. Березу застосовують переважно для виготовлення будівельної фанери, м'які листяні породи (осика, тополя тощо) — для малонавантажених елементів тимчасових будівель.

Круглі лісоматеріали (колоди) мають стандартну довжину 4,0...6,5 м з градацією через 0,5 м. Форма колод — зрізаний конус, а збіг волокон деревини (зменшення діаметра) на 1 м довжини колоди – 8 мм. Діаметр колод визначають за діаметром їх тоншого кінця. Для виготовлення будівельних конструкцій застосовують колоди

діаметром не менше 140 мм, а при меншому діаметрі (підтоварник) їх використовують у тимчасових будівлях.

Розпилюючи колоди у поздовжньому напрямку, отримують пиломатеріали – обрізані або з обзолем. Стандартна довжина пиломатеріалів 1 – 6,5 м з градацією через 0,25 м. Залежно від співвідношення між розмірами поперечного перерізу пиломатеріали поділяють на:

- 1) бруси – менша сторона  $a \geq 100$  мм, більша сторона  $b \leq 2a$ ;
- 2) бруски – менша сторона  $a < 100$  мм,  $b \leq 2a$ ;
- 3) дошки  $a \leq 100$  мм,  $b \geq 2a$ , де  $b$  - більший розмір поперечного перерізу.

Фанера – це шаруватий листовий матеріал, який складається з непарної кількості шарів (шпонів). Суміжні шпони мають у листах взаємно перпендикулярний напрям волокон і склеєні між собою гарячим або холодним пресуванням. Для будівельних конструкцій застосовують наступні види фанери:

- 1) ФСФ (Ф – фанера, СФ – на смоляному фенолформальдегідному клеєві);
- 2) ФК (К – на карбамідному клею);
- 3) ФБС (Б – бакелізована, С – на спирторозчинній смолі);
- 4) фанерні плити ПФ-А (П – плита, Ф – фанера, А – з перехресною структурою).

Деревні пластики (матеріали, одержані шляхом пресування продуктів переробки деревини з синтетичними смолами) бувають двох видів:

- деревношаруваті пластики (ДШП), які виготовляють із шпону, склеєного синтетичною смолою, і випускають у вигляді плит. Вони мають велику міцність, але дорогі і їх застосовують для відповідальних конструкцій;

- деревоволокнисті плити (ДВП), які виготовляють із волокон деревини, склеєних каніфольною емульсією з домішкою синтетичних смол, через недостатню вологість застосовуються лише як тепло-звукоізоляційний матеріал.

Довговічність дерев'яних конструкцій залежить від того, наскільки вони захищені від загнивання, займання, біологічних пошкоджень та корозії. Загнивання деревини відбувається внаслідок життєдіяльності грибків. Цьому процесу сприяє вологість деревини, вища за 20 %, плюсова температура та доступ повітря (у воді дерев'яні елементи зберігаються добре). Виходячи з цього, треба за допомогою конструктивних заходів не допускати зволоження деревини в процесі

експлуатації. У закритих приміщеннях цього досягають улаштуванням якісної покрівлі, надійної пароізоляції, доброго провітрювання тощо. Конструкції, що експлуатуються у вологих умовах, захищають водорозчинними, або масляними антисептиками. У закритих приміщеннях застосовують водорозчинні антисептики (фторид або кремнефторид натрію), які не шкідливі для людей, але вимиваються водою. Масляні антисептики (кам'яновугільне антраценове або сланцеве масло, креозот) не розчиняються у воді і не вимиваються нею, але є шкідливими для людей і тому їх можна застосовувати для конструкцій, які експлуатують на відкритому повітрі, у землі або над водою.

Конструктивні заходи щодо захисту деревини від займання полягають у тому, щоб не допустити умов, за яких можливе займання. В конструкціях виробничих будівель з підвищеними температурами (вище ніж +35°C) застосування дерев'яних конструкцій не допускається. Дерев'яні конструкції повинні бути достатньо віддалені і відділені вогнестійкими матеріалами від печей і нагрівальних приладів. Для запобігання поширенню вогню будинки ділять на частини протипожежними стінами (брандмауерами) або іншими вогнестійкими конструкціями, а також оштукатурюють їх. Якщо необхідна підвищена вогнестійкість дерев'яних конструкцій, то застосовують антипірени. Ці речовини при надмірному нагріванні оплавлюються і покривають деревину вогнезахисною плівкою або газовою оболонкою, яка перешкоджає доступові кисню і тому деревина тліє без відкритого полум'я і вогонь не поширюється. Антипіренами деревина просочується під тиском в автоклавах, а захисні фарби на основі рідкого скла, суперфосфату і інших речовин наносяться на поверхню деревини.

Корозія деревини полягає в її руйнуванні від дії кислот, солей, лугів. Конструктивні заходи захисту від корозії: виготовлення конструкцій з деревини хвойних порід, яка краще протидіє проникненню агресивних речовин, забезпечення мінімальної поверхні контакту поперечних перерізів конструкцій з навколишнім середовищем, а також якомога меншої кількості вузлових з'єднань і металевих кріплень. Дерев'яні конструкції, що експлуатуються в агресивному середовищі, захищають лакофарбовими покриттями і оболонками зі стійких матеріалів.

***Контрольні запитання:***

*1. Назвати недоліки деревини.*

2. Назвати переваги деревини.
3. Які види дерев'яних конструкцій застосовують у сучасному будівництві?
4. Деревину яких порід використовують для виготовлення дерев'яних конструкцій і деталей?
5. Яка стандартна довжина пиломатеріалів?
6. Що називають фанерою?
7. Від чого залежить довговічність дерев'яних конструкцій?
8. Внаслідок чого відбувається загнивання деревини?
9. Як захищають конструкції, що експлуатуються у вологих умовах?
10. Які конструктивні заходи щодо захисту деревини від займання?

## 2.2. Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій

Дерев'яні конструкції розраховують за граничними станами першої та другої груп. Методика розрахунку дерев'яних конструкцій ґрунтується на нормативному документі: ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення [2].

Для розрахунку елементів дерев'яних конструкцій на основі експериментальних даних встановлено характеристичні значення міцності та жорсткості хвойної деревини, значення яких наведені в додатку 1. Причому, слід пам'ятати, що значення міцності при згині, при розтязі вздовж волокон, стиску вздовж або впоперек волокон, а також жорсткісні характеристики різні для різних класів деревини.

### Розтягнуті елементи

При розрахунку розтягнутих елементів за додатком 1 встановлюють характеристичне значення міцності деревини заданого класу при розтягу вздовж волокон. Визначають, які навантаження діють на задану конструкцію (за величиною, за терміном дії), ідентифікують їх за додатком 3, а за додатком 2 вибирають коефіцієнт перетворення  $k_{mod}$ . За додатком 4 вибирають коефіцієнт  $\gamma_M$ . Знаючи характеристичне значення міцності деревини заданого класу при розтягу вздовж волокон і за формулою (6.1) [2] визначають розрахункове значення міцності деревини:

$$f_{t,o,d} = k_{mod} \times f_{t,o,k} / \gamma_M. \quad (2.1)$$

За формулою (9.2) [2] визначають розрахункове значення нормального напруження в перерізі розтягнутого елемента:

$$\sigma_{t,o,d} = Nd / A_{net} , \quad (2.2)$$

де  $Nd$  – осьова розтягуюча сила,

$A_{net}$  – площа перерізу елемента.

Якщо  $\sigma_{t,o,d} \leq f_{t,o,d}$ , міцність розтягнутого елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то міцність незабезпечена.

### Стиснуті елементи

При розрахунку стиснутих елементів перевіряють не лише міцність (характерно для коротких елементів), але і стійкість стиснутих стержнів, бо може виникнути явище поздовжнього згину з площини елемента (для довгих елементів).

Розрахунок на стійкість виконують за формулою (9.5) [2]:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_c f_{c,o,d}} \leq 1 . \quad (2.3)$$

За додатком 5 визначають розрахункову довжину елемента, яка залежить від умов закріплення на краях та виду навантаження.

Обчислюють геометричні характеристики перерізу елемента, його гнучкість, за додатком 1 визначають модуль пружності деревини.

За формулою (9.9) [2] визначають приведену гнучкість

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} . \quad (2.4)$$

За формулою (9.8) [2] визначають коефіцієнт

$$k_z = 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) . \quad (2.5)$$

За формулою (9.7) [2] визначають коефіцієнт стійкості

$$k_{c,z} = 1 / \left( k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2} \right) . \quad (2.6)$$

З умови (9.5) [2] знаходять нормальне напруження

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N_c}{k_c A} \quad (2.7)$$

і порівнюють його з граничним значенням:

$$\sigma_{c,o,d} \leq f_{c,o,d} . \quad (2.8)$$

Якщо ця умова виконується, міцність та стійкість стиснутого елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то стійкість

незабезпечена.

## Згинальні елементи

Згинальними елементами найчастіше є елементи настилу, балки перекриття, крокви, елементи сходів тощо. Перед початком розрахунків слід чітко встановити умови експлуатації конструкції, характер закріплення на опорах, навантаження, що діють. За умовами опирання та навантаженням встановлюють максимальний згинальний момент у найнебезпечнішому перерізі.

Перевіряють міцність згинального елемента за (9.16) [2]:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{yd}} \leq f_{m,d}. \quad (2.9)$$

Якщо ця умова виконується, міцність згинального елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то міцність незабезпечена.

Тут  $f_{m,d}$  – розрахункове значення міцності деревини при згині, яке обчислюють за формулою:

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_M. \quad (2.10)$$

Перевірку жорсткості балки перекриття виконують за даними додатків 7 та 8:

$$w = \frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3} \leq w_{net,fin} = \frac{l}{250}. \quad (2.11)$$

Якщо ця умова виконується, жорсткість згинального елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то жорсткість незабезпечена.

Розрахунковий прогин при розрахунку крокв (як елементів, розташованих під кутом) визначають за додатком 8 з урахуванням зсуву:

$$w = \frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3} \left[ 1 + 0,96 \frac{E_{o,mean}}{G_{o,mean}} \left( \frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \right] \leq w_{net,fin}. \quad (2.12)$$

Якщо ця умова виконується, жорсткість згинального елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то жорсткість незабезпечена.

### Контрольні запитання:

1. За якими групами граничних станів розраховують дерев'яні



*конструкції?*

2. *Як розраховують центрально розтягнуті елементи?*
3. *За яких причин стиснуті елементи втрачають несучу здатність?*
4. *Як розраховують міцність масивних стиснутих елементів?*
5. *Пояснити поняття гнучкості стиснутих елементів.*
6. *Як враховують поздовжній згин?*
7. *Як розраховують міцність довгих стиснутих елементів з урахуванням їх гнучкості?*
8. *Коли може виникати зминання?*
9. *Яка міцність деревини при сколюванні?*
10. *Як відбувається руйнування при сколюванні?*
11. *Які напруження виникають у зігнутих елементах?*
12. *З якої умови перевіряють міцність згинальних елементів?*
13. *Які гранично допустимі відносні прогини для згинальних елементів?*
14. *У чому полягає розрахунок зігнутих елементів за деформаціями?*

### **2.3. Конструювання з'єднань елементів дерев'яних конструкцій**

#### **Види і характеристика з'єднань**

Пиломатеріали для дерев'яних конструкцій мають за сортаментом обмежені розміри, як за довжиною, так і за поперечним перерізом, а тому за потреби їх з'єднують між собою.

Застосовують такі конструктивні способи з'єднань:

- з'єднання у поперечному напрямку;
- наросування в поздовжньому напрямку;
- вузлові з'єднання під кутом .

Вказані з'єднання виконують за допомогою спеціальних зв'язків.

Залежно від виду зв'язків та характеру роботи розрізняють такі з'єднання:

- клеєні, що працюють на зсув і є найбільш прогресивним видом з'єднань у конструкціях заводського виготовлення;
- нагельні (болти, цвяхи, стрижні, пластини) – працюють в основному на згинання;
- розтягнуті зв'язки (болти, цвяхи, хомути, скоби) – працюють на розтяг і їх використовують у конструкціях, які виготовляють на будівництві;
- без додаткових елементів зв'язків (упори, вруби).

Усі в'язі, крім клеєних, вважають піддатливими, бо в них виникають деформації. Розвиток деформацій проходить по-різному; у

врубах вони різко зростають у початковий період, а потім поступово затухають, у нагельних з'єднаннях ріст деформацій з часом не припиняється.

За наявності в з'єднаннях різних видів зв'язків спочатку руйнуються більш жорсткі зв'язки, а потім уже піддатливі.

### **З'єднання за допомогою врубів**

Вруби – з'єднання, в яких зусилля від одного елемента до другого передаються через площини зминання і сколювання.

Спеціальні робочі зв'язки у них відсутні, хоча для сприйняття монтажних навантажень можуть використовуватись допоміжні кріплення (болти, скоби, хомути).

З'єднання за допомогою врубів бувають двох видів:

- конструктивні вруби – з'єднання, в яких діючі зусилля набагато менші, ніж несуча здатність, а тому розрахунок для них не потрібний;

- лобові упори – прості у виконанні і надійні в роботі, і тому мають широке застосування в дерев'яних стиснутих елементах.

Такі з'єднання на розтяг працювати не можуть і їх розраховують на зминання, яке виникає від дії стискальних зусиль. Залежно від напрямку зусиль до поздовжньої осі з'єднаних елементів лобові упори бувають поздовжні, поперечні і навкісні.

### **Клеєні з'єднання**

Для конструкцій заводського виготовлення клеєні з'єднання є найбільш прогресивними, бо мають наступні переваги:

- можливість із дощок обмеженого перерізу і довжини виготовляти конструкції будь-яких розмірів і форми;

- достатня міцність, суцільність і мала піддатливість дії експлуатаційних навантажень;

- водостійкість, стійкість проти загнивання і дії агресивного середовища, що забезпечує довговічність;

- можливість виготовлення на заводах, де усі процеси механізовані й автоматизовані, що забезпечує високу якість конструкцій.

Завдяки цим перевагам клеєні конструкції набувають широкого застосування в будівництві. Для виготовлення їх необхідно використовувати дошки з хвойних порід деревини до 50 мм завтовшки і вологістю до 12%.

Якщо ці умови не дотримуються, то з'єднання може зруйнуватись в результаті короблення дощок при висиханні. Перед склеюванням дошки треба обстругати по площинах склеювання для забезпечення щільного контакту і мінімальної товщини швів.

Для клеєних з'єднань застосовують синтетичні клеї: фенол-формальдегідний КБ-3, резорциновий ФР-12, а також епоксидний ЕПЦ-1 – для склеювання деревини з металом.

Залежно від розміщення і особливостей роботи клеєні стики бувають:

- поперечними, які дають змогу забезпечувати необхідні розміри поперечного перерізу і надавати конструкції потрібної форми;
- поздовжніми зубчастими, які служать для з'єднання елементів за довжиною і вважаються рівномісними з суцільною деревиною;
- з'єднаними „на вус”, які мають міцність дещо нижчу від зубчастого з'єднання і в розрахунках це враховують коефіцієнтом умов роботи; їх застосовують для поздовжнього стикування дощок і фанери;
- з'єднаними під кутом, які сприймають зусилля стиску і згину, їх використовують у вузлових з'єднаннях елементів рам.

Значного поширення набули і клеєметалеві з'єднання з вклеєними або наклеєними металевими деталями.

Вклеюють короткі стрижні арматури класу А400С діаметром  $\varnothing 12...32$  мм на епоксидно-цементному клею в прямокутні або круглі отвори. При цьому глибина вклеювання  $l = (10...30) d$ . Такі з'єднання здатні сприймати поздовжні сили і згинальні моменти.

У з'єднаннях з наклеєними деталями використовують сталеві накладки або шайби, приклеєні до деревини з наступним скріпленням з'єднаних елементів болтами.

### **Нагельні з'єднання**

Нагельми називаються стрижні, які перешкоджають взаємному зсуванню елементів, що з'єднуються, а самі при цьому працюють на згин.

Нагельні з'єднання прості за конструкцією, надійні в роботі, економічні. Нагелі бувають циліндричними і пластинчастими.

Циліндричні нагелі – це металеві болти, стрижні з гладенької арматури, цвяхи і трубки, а для конструкцій, що експлуатуються в агресивному середовищі – пластмасові, дубові і з алюмінієвих сплавів.

Пластинчасті нагелі використовують у балках складеного перерізу для з'єднання між собою брусів.

Характер роботи нагельних з'єднань полягає в тому, що при

зсуві одних елементів відносно інших нагель згинається, а деревина зминається. Кількість елементів у з'єднанні може бути різною, а тому несучу здатність одного нагеля визначають на один умовний зріз, розуміючи під ним кожен площину ковзання між з'єднуваними елементами, яка перетинається нагельми.

Залежно від способу прикладання зовнішніх сил нагельні з'єднання бувають симетричними або несиметричними з різною кількістю площин умовного зрізу.

Значного поширення набувають і клеєметалеві з'єднання з клеєними або наклеєними металевими деталями.

Вклеюють короткі стрижні арматури класу А400С діаметром  $\varnothing 12...32$  мм на епоксидно-цементному клею в прямокутні або круглі отвори. При цьому глибина вклеювання становить  $(10...30)\varnothing$ . Такі з'єднання здатні сприймати поздовжні сили і згинальні моменти.

### **З'єднання на цвяхах**

З'єднання на цвяхах прості у виготовленні, але трудомісткі у виконанні і їх застосовують у будівлях тимчасового призначення. Цим з'єднанням властива повзучість (зростання деформацій з часом), тому застосування їх у капітальних будівлях обмежується.

Розміщують цвяхи прямими чи навкісними рядами або в шаховому порядку.

Для елементів конструкцій, виконаних із осики, вільхи і тополі, вказані відстані необхідно збільшувати на 50%.

### **Металеві кріплення**

У дерев'яних конструкціях застосовують два види металевих кріплень: розтягнуті в'язі (цвяхи, болти, гвинти, тяжі тощо) і допоміжні металеві кріплення. Розтягнуті в'язі працюють на витягування із деревини.

Допоміжні металеві кріплення (скоби, хомути тощо) застосовують як додаткові кріплення у конструкціях. Вони сприймають випадкові зусилля, що виникають при транспортуванні і монтажі.

#### **Контрольні запитання:**

1. Які розрізняють з'єднання залежно від виду зв'язків та характеру роботи?
2. Що називають врубамі?
3. Назвати види з'єднань за допомогою врубів?

4. Назвати переваги клеєних з'єднань.
5. Які синтетичні клеї застосовують для клеєних з'єднань?
6. Які бувають клеєні стики залежно від розміщення і особливостей роботи?
7. Що називається нагельми?
8. Які нагелі Вам відомі?
9. Що називають циліндричними нагельми?
10. Що називають пластинчастими нагельми і де їх застосовують?
11. У чому полягає характер роботи нагельних з'єднань?
12. У чому полягають клеєметалеві з'єднання?
13. Як визначити необхідну кількість нагелів для з'єднання?
14. Назвати види металевих кріплень.

## 2.4. Суцільні та наскрізні балкові конструкції

### Балки з цільної деревини

Балки завдовжки до 6,5 м виконують із суцільної деревини у вигляді брусів, дощок або колод. Вигіднішими є балки з колод, бо в них менше перерізаних волокон, але затрудняється кріплення до них інших елементів. Необхідно не допускати послаблень у крайніх волокнах балки, де виникають найбільші напруження.

В покриттях будівель широко застосовують дерев'яні прогони, які сприймають навантаження від настилу і покрівлі і працюють, як і

Розрізні прогони – найпростіші у виготовленні та монтажі; довжина їх до 4 м. Прогони з підбалками можуть бути дещо довшими. Консольно-балочні прогони мають довжину до 5 м. Вони характерні тим, що у них є консолі і однакові згинальні моменти на опорах і посередині прольоту.

Економічними за витратою матеріалів є нерозрізні спарені прогони з двох дощок, поставлених на ребро і з'єднаних між собою цвяхами. Стики дощок за довжиною влаштовують на відстанях  $x = 0,2l$  від опор, де згинальні моменти рівні нулю. В крайніх прогонах, де моменти більші, до двох дощок додається третя.

### Балки складеного перерізу

Балки складеного перерізу виготовляють з двох або більше дерев'яних елементів. Якщо елементи не з'єднані, а просто покладені один на один, то це буде пакет брусів, у якому кожний елемент працює окремо.

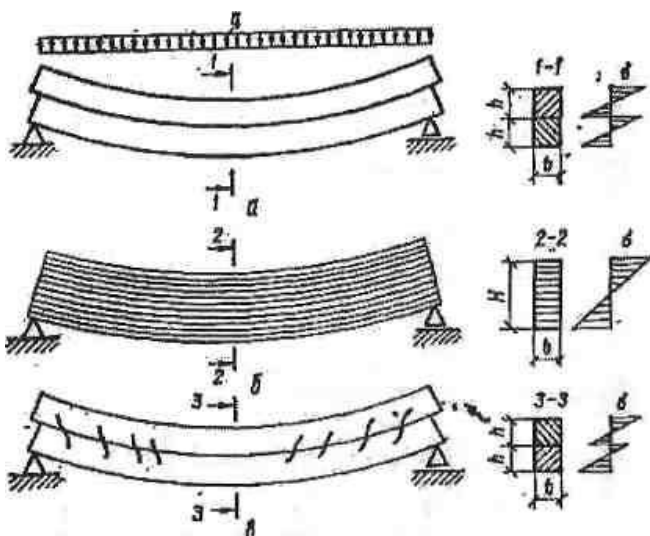


Рис. 2.1. Балки складеного перерізу: а – пакет із двох дощок; б – клеєна на жорстких в'язях (монолітна); в – на піддатливих в'язях

Якщо елементи надійно з'єднати між собою, наприклад склеїти (рис. 2.1, б), то дістанемо монолітний елемент, для якого в порівнянні з першим випадком момент опору збільшиться у 2 рази, а момент інерції – у 4. Усі інші види в'язей (крім клеєних) є піддатливими (рис. 2.1, в), і геометричні характеристики їх будуть меншими порівняно з монолітним..

Основними типами балок на піддатливих в'язях є такі:

Балки на пластинчатих нагелях – складаються з двох або трьох брусів чи колод, з'єднаних між собою дубовими чи сталевими пластинами-нагелями. Нагелі перешкоджають взаємному зсуву брусів і заставляють їх працювати, як єдине ціле. Їхні переваги: індустриальність виготовлення, можливість механізації, невеликі витрати металу, а недолік – значна трудоемність виготовлення.

Балки на призматичних шпонках трудоемні у виготовленні, потребують встановлення великої кількості стяжних болтів і тому їх застосовують рідко.

Балки з перехресною стінкою на цвяхах складаються з поясів, виконаних з двох дощок або брусів, а стінки – з двох шарів дощок, розміщених під кутом 45°; пояси і стінку скріплюють цвяхами, забитими з обох боків.

Балки на скобах використовують під час аварійно-

відновлювальних робіт, за відсутності інших балок. Недолік цих балок – недовговічність конструкції через зминання і розрив волокон при пробиванні їх скобами.

Балки зубчаті трудомісні у виготовленні і тому застосування їх обмежене.

### Клеєні балки з дощок

Клеєні балки з дощок застосовують для міжповерхових перекриттів і покриттів виробничих і сільськогосподарських будівель. Вони мають двотавровий або прямокутний поперечний переріз. Якщо довжина дощок недостатня, їх стикують між собою у розтягнутій зоні за допомогою дощатих шипів, а в стінці і поясах стиснутої зони – зубчатими шипами або впритул. Такі стики треба розміщувати лише в крайніх перетинах довжини балок, де згинальні моменти менші, а відстань між стиками суміжних дощок треба установлювати не менше **20 $\delta$**  ( $\delta$  – товщина дошки).

Висоту перерізу балок встановлюють не менше **1/10** посередині прольоту і не менше **1/20** на опорах для двосхилих балок прямокутного перерізу і не менше **1/12** для балок двотаврового перерізу. Відношення розмірів перерізу  **$h/b \leq 6$**  при  **$b \leq 17$  см**.

Використовуючи деревину нижчих сортів, дошки 1-го сорту слід розміщувати у нижній частині розтягнутої зони на висоту не менше ніж **0,1h** у середній половині прольоту. Дощки 2-го сорту розміщують у крайніх четвертинах розтягнутої зони на висоту не менше ніж **0,15h** і по всій довжині стиснутої зони на висоту не менше ніж **0,1h**. Для інших ділянок балки може використовуватись деревина 3-го сорту.

Також ефективним є застосування клеєних армованих балок. У дощатоклеєному пакеті влаштовують пази, в які на епоксидній смолі вклеюють арматуру. Арматура може бути попередньо напруженою. Міцність армованих клеєних балок збільшується у 1,5 рази, а при попередньо напруженій арматурі – у 1,8...2,0 рази. При цьому економія деревини становить 30...45%, а маса знижується на 25%.

### Фанерні балки

Клеєфанерні балки двотаврового і коробчастого перерізів порівняно з дощатоклеєними дають економію деревини до 20%. Стінки таких балок виконані з водостійкої фанери товщиною не менше 10 мм, а пояси – дощаті. У балках двотаврового перерізу (рис. 2.2, а, б) пояси складаються з подвійних вертикальних шарів дощок,

розміщених з обох боків стінки. Стійкість тонкої фанерної стінки забезпечується дощатими ребрами жорсткості, розміщеними по довжині балки на відстанях  $1/10 \dots 1/8$  прольоту і переважно в місцях стикування фанерних листів.

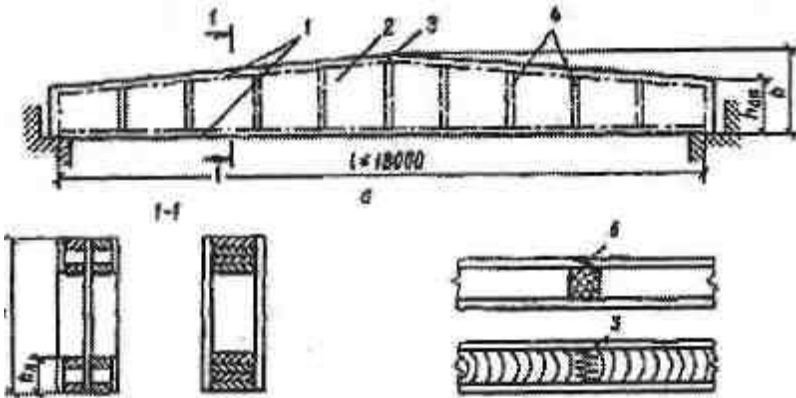


Рис. 2.2. Клеєфанерна ребриста балка: а – загальний вигляд; б – двотавровий переріз; в – коробчастий переріз; г – дощаті пояси

Балки коробчатого перерізу (рис. 2.2, в) відрізняються від двотаврових підвищеною жорсткістю і гладенькими поверхнями, але вимагають подвійної витрати фанери. Напрямок зовнішніх волокон фанери вибирають паралельним волокнам поясів і це дає можливість влаштування стиків «на вус», які перекривають фанерними накладками на клею. Дошки поясів з'єднують по довжині зубчастими стиками.

### Найпростіші кроквяні ферми

Якщо прольоти конструкцій покриттів значні, замість балок вигідніше використовувати ферми, які дають економію лісоматеріалів через те, що в них стрижні працюють на розтяг і стиск.

Вибір виду ферми залежить від архітектурно-будівельних вимог, нахилу покрівлі і навантажень. Найбільш економічними є сегментні і багатокутні ферми, у яких зусилля в суміжних панелях близькі за значеннями, а в решітці вони незначні. Це полегшує кріплення у вузлах. Найвідповідальнішими елементами ферм є пояси, особливо розтягнуті, бо для них необхідна високоякісна деревина 1-го сорту. Тому нижні пояси ферм часто виконують сталевими, що підвищує жорсткість і надійність ферм і спрощує конструкцію вузлів. Такі ферми називаються



металодерев'яними.

Переріз елементів ферм підбирають за розрахунковими зусиллями в них залежно від виду деформацій.

Розрахункову довжину стиснутих елементів ферм у їхній площині беруть рівною відстані між центрами вузлів, а при розрахунку з площини – відстані між точками закріплення. Рекомендується центроване кріплення елементів ферм у їхніх вузлах. Нецентроване кріплення допускається лише при незначних зусиллях, але з урахуванням згинальних моментів, які при цьому виникають.

Металодерев'яні ферми (рис. 2.3) з прямолінійним верхнім поясом є конструкціями індустріального виготовлення.

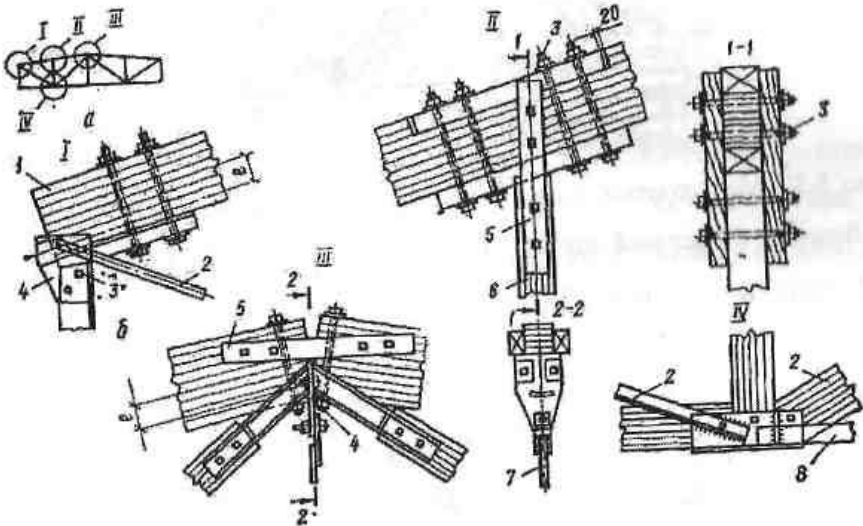


Рис. 2.3. Металодерев'яна ферма з верхнім клеєним поясом: а – схема ферми; б – вузли; 1 – верхній пояс; 2 – кісець; 3 – болти; 4 – сталеві елементи вузлів; 5 – накладки; 6 – стояк; 7 – підвіска; 8 – нижній пояс

Верхні пояси в них виготовляють прямокутного перерізу нерозрізними від опори до середини, а в фермах з паралельними поясами – на всю довжину. Бруси верхнього поясу з'єднані між собою пластинчатими нагельми, а дошки клеєні у пакет. Нижній пояс виконаний з профільної або круглої сталі, а решітка – дерев'яна або металева, залежно від величини і знака зусиль.

Металодерев'яні сегментні ферми з клеєним верхнім поясом (рис. 2.4) – індустріальні у виготовленні, легкі, мають невелику кількість

елементів та вузлів і прості у виконанні. Верхній пояс – з клеєних блоків, з'єднаних шарнірно, або суцільний на всю довжину чи половину довжини із стиком посередині. Нижній пояс з профільної сталі, а розкоси дерев'яні, їх кріплять до вузлових болтів за допомогою планок.

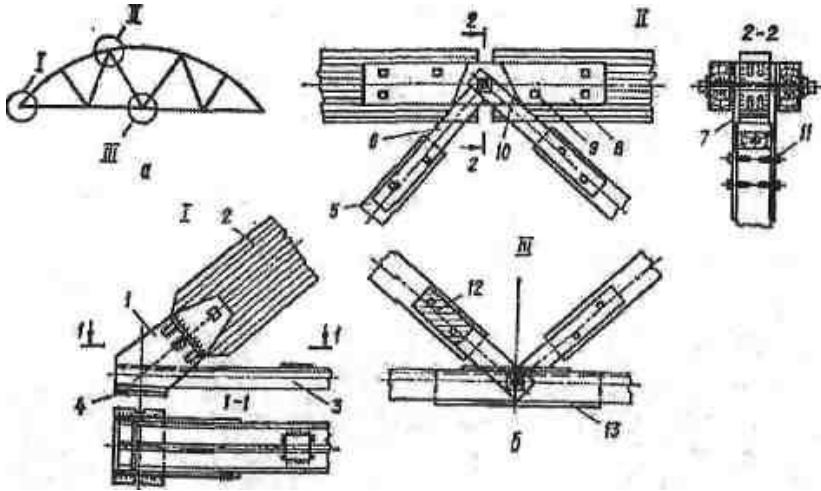


Рис. 2.4. Металодерев'яна сегментна ферма: а – схема ферми; б – вузли; 1– башмак; 2 – верхній пояс; 3 – нижній пояс; 4– опорна плита; 5– кісець; 6 – планка; 7 – зварний башмак; 8 – дерев'яна накладка; 9 – кріпильні болти; 10 – виріз у накладці; 11 – глухі нагелі; 12 – сталеві накладки; 13 – стикові накладки нижнього поясу

Ферми на лобових врубках (рис. 2.5) виконують з брусів або колод, а розтягнуті стояки – з круглої сталі. Стики верхнього поясу влаштовують лобовим упором (вузол Б) і розміщують поблизу середніх вузлів; їх перекривають з обох сторін дощатими накладками, прикріпленими за допомогою болтів. Стики нижнього поясу ферми також перекривають дерев'яними накладками, прикріплюючи їх до поясу нагелями і болтами. Осі всіх елементів ферм центровані у вузлах.

Новим типом ферм є ферми на вклеєних стрижнях (рис. 2.6). Вони бувають трикутної або лінзоподібної форми з кісцями чи без них. Пояси ферм виконані з клеєних блоків, а решітка – з дерев'яних брусів. Решітку прикріплюють до поясів за допомогою вклеєних у деревину стрижнів із арматури періодичного профілю, які розміщують уздовж кісців, а також болтів і кріпильних сталевих елементів, приварених до вклеєних стрижнів.

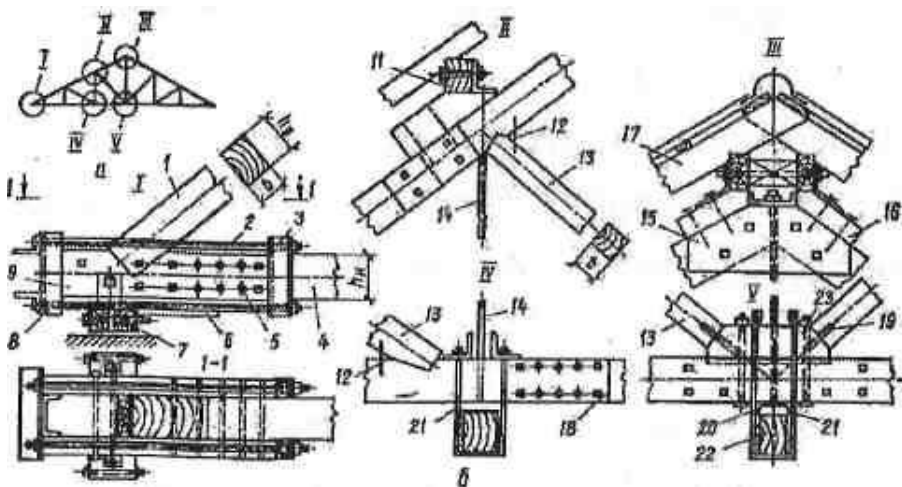


Рис. 2.5. Трикутна ферма з брусів на лобових врубках із підвісним перекриттям:  
 а – схема ферми; б – вузли; 1 – верхній пояс; 2 – тяжі; 3 – траверса;  
 4 – нижній пояс; 5 – нагелі; 6 – підбалка; 7 – подушка; 8 – траверса;  
 9 – вкладник; 10 – стик верхнього поясу; 11 – прогони; 12 – скоба;  
 13 – кісець; 14 – стояк; 15 – накладки; 16 – брус; 17 – кроква; 18 – стик  
 нижнього поясу; 19 – сталевий стрижень; 20 – профіль; 21 – підвіска;  
 22 – подушка

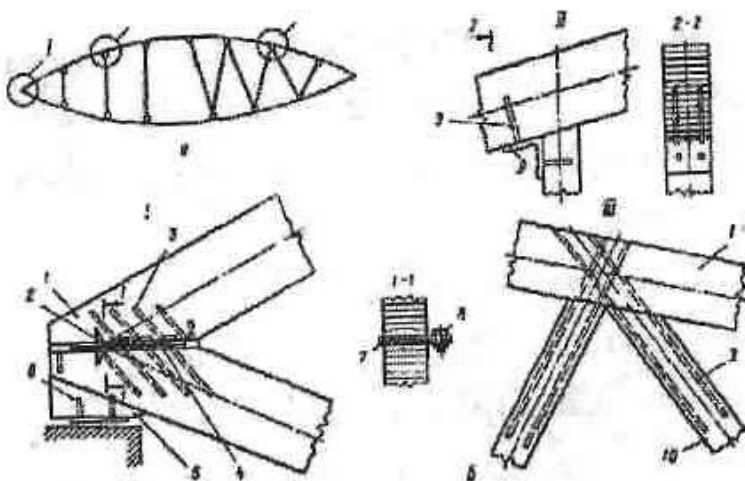


Рис. 2.6. Ферма на вклесених стрижнях: а – схема ферми; б – вузли:  
 1 – пояси ферми; 2 – монтажна пластина; 3 – вклені стрижні; 4 – анкерні  
 пластини; 5 – опорні подушки; 6 – вклені стрижні з опорними  
 пластинами; 7 – зварка; 8 – болти; 9 – сталеві елементи; 10 – кісці

В опорному вузлі пояси з'єднують за допомогою анкерних пластин, до яких приварені стрижні. Стрижні вклеюють у деревину епоксидним клеєм. Ферми на стіни і колони опирають через клеєні дерев'яні подушки.

**Контрольні запитання:**

1. Охарактеризувати балки на пластинчатих нагельях.
2. Охарактеризувати балки на призматичних шпонках.
3. Охарактеризувати балки з перехресною стінкою на цвяхах.
4. Охарактеризувати балки на скобах.
5. Охарактеризувати балки зубчаті.
6. Охарактеризувати клеєні балки з дощок.
7. Як встановити висоту перерізу балок?
8. Застосування клеєних армованих балок.
9. Охарактеризувати клеєфанерні балки.
10. Коли вигідно у покриттях використовувати ферми?
11. Охарактеризувати металодерев'яні ферми.
12. Охарактеризувати ферми на лобових врубах.
13. Охарактеризувати ферми на клеєних стрижнях.

**2.5. Аркові, рамні і змішані дерев'яні конструкції**

**Дерев'яні арки, їх типи, конструкції і особливості розрахунку**

Арками називають системи, в яких від вертикального навантаження виникають горизонтальні реакції. Їх застосовують для великих прольотів у покриттях цивільних, промислових і сільськогосподарських будівель, де використовується внутрішній об'єм між арками і під ними.

За статичною схемою арки бувають:

- безшарнірними (рис. 2.7, а), їх застосовують рідко через складність влаштування жорстко защемлених опор;

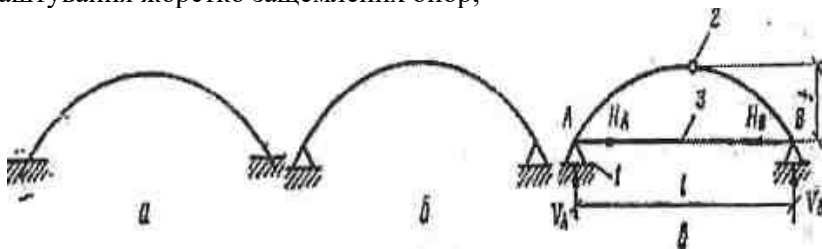


Рис. 2.7. Типи арок за статичною схемою: а – безшарнірна; б – двошарнірна; в – тришарнірна; 1 – п'ята; 2 – ключ; 3 – затяжка

- двошарнірними (рис. 2.7, б), які також не мають широкого

застосування, бо при значній довжині ускладнюються їх транспортування і монтаж;

- тришарнірними (рис. 2.7, в) – основний тип арок.

Основні елементи арок: проліт арки  $l$ ; стріла підйому  $f$ , п'яти – опори арок; ключ – найвища точка арки. Якщо відношення  $f/l < 1/6$ , то такі арки називаються пологими, а якщо  $f/l > 1/6$  – крутими, або стрілочатими. Арки без затяжок опирають на стіни, якщо стіни здатні сприймати розпір, а частіше – безпосередньо на фундаменти. Арки з затяжками використовують замість ферм, розпір у них сприймається затяжкою, тому їх опирають на стіни або колони.

За формою арки бувають:

- трикутними – з двох прямолінійних елементів (рис. 2.8, а);
- сегментними – окреслені за дугою кола (рис. 2.8, б);
- стрілочатими – з двох сегментних піварок, з'єднаних у ключі під кутом (рис. 2.8, в);
- багатокутними (рис. 2.8, г).

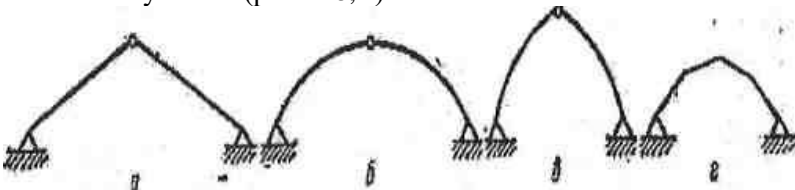


Рис. 2.8. Типи арок за формою: а – трикутна; б – сегментна; в – стрілочата; г – багатокутна

Трикутні тришарнірні клеєні арки з прямолінійних елементів (рис. 2.9) – найпростіший тип арок і складаються вони з двох пів-арок, виготовлених з брусів або клеєних дощок. Такі арки застосовують для прольотів до 24 м під покрівлю з штучних матеріалів (черепиці, азбестоцементних листів тощо).

Висота поперечного перерізу арок  $h = (1/50 \dots 1/30)l$ , а ширина  $b < 17$  см. Затяжки в таких арках роблять із круглих сталевих стрижнів за невеликих прольотів або з двох кутиків при більших прольотах. Опорний і ключовий (рис. 2.9) вузли конструюють з ексцентриситетами, завдяки яким створюються згинальні моменти, що зменшують моменти від навантаження.

Сегментні клеєні тришарнірні арки (рис. 2.10) мають найвигіднішу форму для сприйняття навантажень, але трудомісткі у виготовленні, бо піварки прямокутного чи двотаврового перерізу мають криволінійну форму.

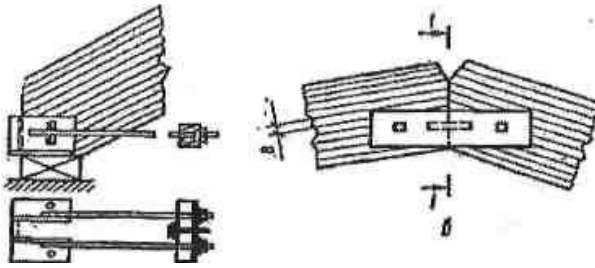


Рис. 2.9. Трикутна арка з прямолінійних елементів, вузли

Щоб забезпечити можливість повороту елемента у вузлах і зберегти прийнятну форму від дії навантажень, опорні і ключові шарніри виконують одним з наступних варіантів:

- лобовим упором із закріпленням піварок між собою за допомогою дерев'яних накладок на болтах або сталевих башмаків (рис. 2.10, а... д)
- якщо проліт до 30 м;
- встановленням сталевих башмаків з шарнірами – якщо проліт більше за 30 м.

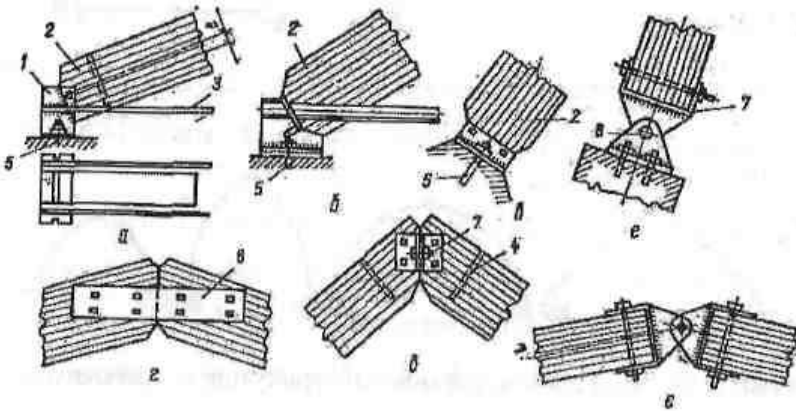


Рис. 2.10. Вузли сегментних тришарнірних арок: а...д – для прольотів до 30 м; е, е' – те саме, понад 30 м; 1 – сталевий зварний башмак; 2 – арка; 3 – затяжка; 4 – вклеєні стрижні; 5 – анкери; 6 – накладки; 7 – сталевий башмак; 8 – шарнір

Полігональні арки (рис. 2.11, а) використовують у разі неможливості (через виробничі умови) застосування арок із гнотоклеєних пакетів. Полігональні арки збирають із окремих прямолінійних брусів, з'єднаних у вузлах за допомогою вклеєних

стрижнів (рис. 2.11, б).



Рис. 2.11. Полігональна арка: а – схема;  
б – з'єднання вклеєними стрижнями (вузол Б)

### Рами

Для більшості каркасних будівель рами широко застосовують завдяки наступним перевагам:

- вони добре вписуються у поперечний переріз більшості виробничих і громадських будівель;
- наявність стояків дає змогу легко прикріплювати до них стінове огороження;
- легко досягається необхідний нахил покрівлі завдяки прикріпленню ригеля рами до стояків під необхідним кутом.

Головний недолік рам полягає у тому, що в карнизних вузлах виникають великі згинальні моменти і для сприйняття їх необхідні міцні вузлові з'єднання. За статичною схемою рами бувають статично визначеними і статично невизначеними.

Тришарнірна рама складається з двох піврам, є статично визначеною, зручною у транспортуванні та монтажі і її застосовують найчастіше. Двошарнірні рами статично невизначені, ригелями в них служать балки, ферми або арки; стояки – суцільні або наскрізні дерев'яні. Тришарнірні рами найчастіше виготовляють дощатоклеєними прямокутного перерізу. При цьому переріз змінний по довжині стояків і ригеля (рис. 2.12, а).

З'єднують ригель зі стояками, найчастіше, за допомогою зубчатого стику (по бісектрисі карнизного вузла) з наступним склеюванням у заводських умовах. Для економії деревини можна застосовувати вклеєні вставки (рис. 2.12, б), з'єднуючи їх зі стояком і ригелем зубчатим стиком. Ригель можна з'єднувати зі стояком також за допомогою нагелів або болтів, розміщених по колу (рис. 2.12, в); при цьому ригель меншої ширини вставляють у виріз верхньої частини стояка.

У гнуклеєних рамах піврами виготовляють гнуттям і склеюванням тонких дощок між собою. Криволінійну частину піврами можна замінити вставкою, з'єднаною з ригелем і стояком за

допомогою зубчатого стику (рис. 2.12, г); вставки слід виконувати з дощок тонших, ніж елементи рам. Клеєні фанерні рами проектують двостінчатими двотаврового або коробчастого перерізу (рис. 2.12, є). Ребра жорсткості на прямолінійних ділянках рам розміщують у місцях стикування фанери, а за необхідності – і в проміжках між стиками, а у карнизному вузлі – в межах заокругленої частини.

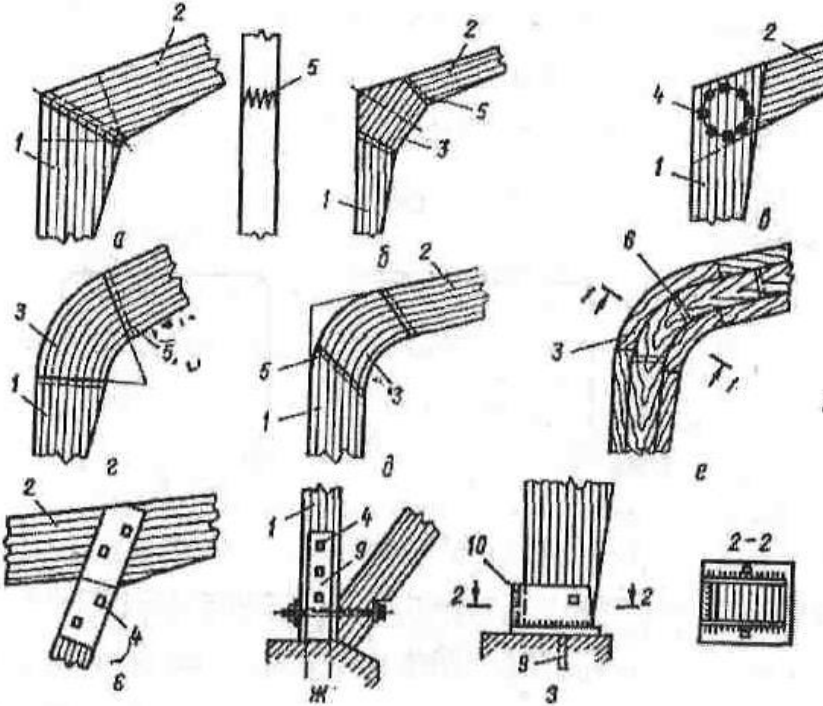


Рис. 2.12. Вузли тришарнірних рам: а– карнизний з прямолінійних елементів на зубчатому стику; б – те саме, з клеєною вставкою; в – те ж саме на сталевих нагелях; г, д – карнизні вузли гнукклеєної рами з вставками; є – те саме, дощатофанерної рами; є – кріплення підкоса до ригеля; ж, з– опирання рам на фундаменти; 1 – стояк; 2 – ригель; 3 – вставки; 4 – болти; 5 – зубчатий стик; 6 – ребра жорсткості; 7 – пояс; 8 – фанерні стінка; 9 – анкери; 10 – башмак

Стояки двошарнірних рам виконують із брусів або колод, складеного перерізу на болтах, шпонках, колодках, клеєними прямокутного або двотаврового перерізу.

Знаходять застосування в практиці і змішані рами, в яких стояки



залізобетонні або металеві, а ригелі – дерев'яні. У цьому випадку ригель до колони кріплять за допомогою закладних деталей, а колону нижнім кінцем защемляють у фундаменті за допомогою анкерних болтів.

***Контрольні запитання:***

1. *Які конструкції називають арками?*
2. *Де застосовують арки?*
3. *Як класифікують арки за статичною схемою?*
4. *Назвати основні елементи арок.*
5. *Які бувають арки за формою?*
6. *Охарактеризуйте сегментні клесні тришарнірні арки.*
7. *Які сполучення навантажень враховують для визначення зусиль в арках?*
8. *Назвати переваги та недоліки рам.*
9. *Як виготовляють гнутоклесні рами?*
10. *Для чого застосовують ребра жорсткості у рамах?*
11. *У чому полягає суть проектування змішаних рам?*

## Розділ 3

### МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

#### 3.1. Загальні відомості про металеві конструкції

Металеві конструкції застосовуються сьогодні практично в усіх видах будівель та інженерних споруд, особливо за наявності значних прольотів, висоти та навантажень.

Залежно від конструктивної форми та призначення металеві конструкції можна розділити на такі види:

Промислові конструкції одноповерхових промислових будівель виконують у вигляді цільнометалевих або змішаних каркасів, у яких по залізобетонних колонах встановлюють металеві конструкції покриття будівлі та підкранові шляхи. Цільнометалеві каркаси, як правило, використовують у будівлях з великими прольотами, значною висотою та обладнаних мостовими кранами великої вантажопідйомності. Каркаси промислових будівель є найбільш складними та металомісткими конструктивними комплексами.

Великопрольотні покриття – будівлі цивільного призначення (спортивні споруди, ринки, виставкові павільйони, театри, ангари тощо), які мають великі прольоти (до 100...150 м), найбільш доцільно перекривати металевими конструкціями. Системи і конструктивні форми великопрольотних покриттів дуже різноманітні (балкові, рамні, аркові, висячі, комбіновані тощо).

Мости, естакади. Мостові конструкції застосовуються при великих, а в окремих районах при середніх прольотах, а також у разі стислих термінів зведення. Як і великопрольотні покриття, мости мають різноманітні системи: балкові, аркові, висячі, комбіновані.

Листові конструкції застосовують у вигляді резервуарів, бункерів, трубопроводів великого діаметра і різних споруд хімічного виробництва та нафтопереробки. Листові конструкції являються тонкостінними оболонками різної форми і повинні бути не лише міцними, але й щільними (непроникними). Вони часто використовуються в умовах низьких або високих температур.

Башти і щогли застосовують для споруд радіо та телебачення, в опорах ліній електропередач, нафтових вишках, димових і вентиляційних трубах. Використання сталі забезпечує цим конструкціям необхідну легкість, зручність транспортування до місця будівництва та швидкість монтажу.

Каркаси багатоповерхових будівель застосовують головним чином в цивільному будівництві, в умовах щільної забудови великих міст і для деяких видів промислових будівель.

Кранові споруди та інші рухомі конструкції виконують з матеріалу, який дозволяє максимально зменшити їх вагу. Сюди відносяться конструкції мостових, баштових, козлових кранів, кранів-перевантажників, конструкцій крупних екскаваторів і різних будівельних машин, затвори та ворота гідротехнічних споруд тощо.

Інші конструкції, до яких у першу чергу можна віднести конструкції промисловості з використання атомної енергії, різні конструкції радіотелескопів, стаціонарні платформи для розвідки та добування газу й нафти в морі та багато іншого.

Металеві конструкції порівняно з іншими мають **переваги**:

- надійність у роботі, яка забезпечується однорідністю структури, і досить близько відповідає розрахунковим передумовам про пружну або пружно-пластичну роботу матеріалу;

- легкість – з усіх будівельних конструкцій (залізобетонних, кам'яних, дерев'яних) металеві – найлегші;

- індустріальність – металеві конструкції в загальній своїй масі виготовляють на заводах, оснащених сучасним обладнанням, що забезпечує високу ступінь індустріальності їх виготовлення. Монтаж металевих конструкцій, як правило, проводиться спеціалізованими організаціями з використанням високопродуктивної техніки;

- непроникність – метали мають не тільки значну міцність, але й високу щільність, що забезпечує непроникність для газів і рідин, високі захисні властивості від впливу шкідливих випромінювань. Щільність металу та його з'єднань досягається за допомогою зварювання, що є необхідною умовою для виготовлення резервуарів.

До **недоліків** металевих конструкцій відносяться:

- корозія, спричинена високою хімічною активністю металу внаслідок взаємодії з оточуючим середовищем та агресивними газами, що призводить до його повного руйнування. За несприятливих умов це може відбутися вже через два...три роки. Хоча алюмінієві сплави мають значно більшу стійкість проти корозії, за несприятливих умов вони також піддаються корозії. Добре опирається корозії чавун. Підвищення корозійної стійкості металевих конструкцій досягається включенням до сталі спеціальних легуючих елементів, періодичним покриттям конструкцій захисними плівками (лаками, фарбами тощо), а також вибором раціональної конструктивної форми без зазорів, де можуть накопичуватись волога та пил;

- мала вогнестійкість – при температурі  $+200^{\circ}\text{C}$  у сталях спостерігається зменшення модуля пружності, що призводить до зростання деформацій конструкцій, а при  $+600^{\circ}\text{C}$  матеріал повністю переходить у пластичний стан. Алюмінієві сплави стають пластичними при температурах близьких до  $+300^{\circ}\text{C}$ . Через це пожежонебезпечні металеві конструкції будівель повинні бути захищені вогнестійкими облицюваннями (бетон, кераміка, спеціальні покриття тощо).

Для сталевих будівельних конструкцій слід застосовувати сталевий прокат (листовий, фасонний, широкосмуговий, універсальний, сортовий), гнуті профілі і труби з низьковуглецевої і низьколегованої сталі, а також сталеві канати [5, п. 6.1.1, с. 18].

### ***Сталі, що використовуються для будівельних конструкцій***

Сталь – це сплав заліза з вуглецем і незначними домішками, які надходять разом з рудою та паливом. Для поліпшення властивостей до складу сталей у ряді випадків вводять домішки корисних елементів (марганцю, кремнію, титану тощо). Такі сталі називають легованими. Крім зазначених елементів, леговані сталі додатково містять такі домішки, як нікель, хром, ванадій, вольфрам, молібден, бор тощо. Їх введення до складу сталей поліпшує експлуатаційні якості матеріалу. Але при цьому необхідно пам'ятати, що запаси легуючих елементів обмежені, а вартість висока. Окрім цього, підвищений вміст легуючих компонентів погіршує зварюваність.

Поряд з корисними домішками до складу сталей входять і шкідливі (сірка, фосфор, кисень, водень та вільний азот), які роблять сталь крихкою, схильною до утворення тріщин за високих та низьких температур. Кількість шкідливих домішок у складі сталі обмежується нормами.

Залежно від кількості легуючих складників сталі поділяють на вуглецеві – легуючі компоненти не вводяться; низьколеговані – сумарний вміст легуючих елементів не перевищує 2,5%; середньолеговані – легуючих елементів 2,5%...10%; високолеговані – легуючих домішок понад 10%. Вуглецеву сталь поділяють на маловуглецеву з вмістом вуглецю до 0,25% (їх найчастіше застосовують для будівельних конструкцій), середньовуглецеву – вуглецю 0,25...0,60 % (застосовують у машинобудуванні), високовуглецеву – вуглецю 0,60...2,00 % (застосовують у інструментальному виробництві).

Залежно від ступеню розкислення сталі поділяють на спокійні,

напівспокійні та киплячі. Киплячою називається сталь, яка при розливанні у форми не повністю розкислена та з неї виділяється багато газів і в середині утворюються пустоти. Спокійна сталь остигає без бурхливого виділення газів завдяки розкислюючим добавкам (кремнію, марганцю, алюмінію), внаслідок чого отримується однорідна високоякісна сталь. Найчастіше у будівництві застосовують напівспокійну сталь (за якістю проміжну між киплячою та спокійною), яка має достатню якість і нижчу від спокійної сталі вартість.

Застосовується прокат загального призначення, прокат для зварних конструкцій та сталевий прокат, виготовлений за технологією гарячої прокатки, термомеханічної прокатки та після термічної обробки (відпал, нормалізація, гартування з відпуском, відпуск тощо).

Допускається також застосовувати арматурну гарячекатану сталь, що зварюється, пучки і пасма з дроту.

Розрахункові опори [5, п.7.2, с.22] листового, широкосмугового універсального, фасонного прокату і труб масового застосування наведені в додатку 9.

Фізичні характеристики матеріалів для сталевих конструкцій наведені у [5, додаток Б, с. 127], зокрема, густина прокату і сталевих відливок  $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ , густина відливок з чавуну  $\rho = 7200 \text{ кг/м}^3$ ; модуль пружності прокатної сталі  $E = 2,06 \times 10^5 \text{ Н/мм}^2$ ; модуль зсуву прокатної сталі  $G = 0,79 \times 10^5 \text{ Н/мм}^2$ ; коефіцієнт поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона)  $\nu = 0,3$ .

### **Алюмінієві сплави для будівельних конструкцій**

Чистий алюміній, як матеріал для будівельних конструкцій, є малоприматним через малу міцність. У будівельних конструкціях використовують алюмінієві сплави, до складу яких входять такі легуючі компоненти: магній, марганець, мідь, кремній, цинк, залізо, титан, нікель, хром тощо. Легування алюмінію зумовлює суттєве поліпшення механічних якостей, але водночас знижує корозійну стійкість.

Основні переваги алюмінієвих сплавів: легкість, можливість виготовлення профілів різної форми, висока корозійна стійкість і стійкість до дії низьких температур.

Недоліки: значна деформативність через низький модуль пружності (у три рази менший, ніж для сталі), велика вартість, значний коефіцієнт лінійного розширення. Профілі з алюмінієвих сплавів виготовляють шляхом пресування, витягування, прокату і

штампування.

Поліпшити механічні якості алюмінієвих сплавів можна шляхом термічної чи механічної обробки. Залежно від виду обробки в кінці позначення марки сплаву додається відповідна літера.

Залежно від хімічного складу розрізняють п'ять груп алюмінієвих сплавів для будівництва:

- 1) алюмінієво-марганцеві – АМцМ;
- 2) алюмінієво-магнієві (магналії) – АМг-2М, АМг 2 1/2 Н;
- 3) авіалі (сплави алюмінію з магнієм і кремнієм) – АД, АВ;
- 4) дюралюмін (сплав з міддю і магнієм) – Д1...Д18;
- 5) високоміцні – групи В.

Характер обробки алюмінієвих сплавів фіксують у позначенні марки сплаву введенням додаткових літер і цифр, які вказують на вид поставки: М – м'який (відпалений), 7 – загартований і природно зістарений (шляхом витримування протягом 3...5 діб при кімнатній температурі), Т1 загартований і штучно зістарений при температурі 160...180°C, Н загартований, 1/2/Н – напівзагартований, Д – деформований тощо. Цифра означає номер сплаву, а в магналіях – вміст магнію.

Технічний алюміній та алюмінієві сплави, що мають малу міцність (АДІМ, АМцМ, АМг2М, АМг2П), рекомендуються для огорожувальних конструкцій (панелей, покрівель і стін, підвісних стель, перегородок, віконних і дверних заповнень, вітражів тощо). У несучих конструкціях необхідно використовувати сплави, які мають підвищену міцність (АД31Т, АД31Т1, 1915Т, 1925). Для виготовлення алюмінієвих виливків рекомендуються ливарні сплави АЛ8, АЛ9.

### **3.2. Розрахунок елементів сталевих конструкцій**

Сталеві конструкції розраховують за граничними станами першої та другої груп. Методика розрахунку сталевих конструкцій ґрунтується на нормативному документі: ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування [5].

#### **Розтягнуті елементи**

Розрахунок на міцність елементів зі сталі з характеристичним опором до 440 Н/мм<sup>2</sup> при центральному розтягу виконують за формулою (8.1) [5]:

$$\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.1)$$

де  $N$  – осьова розтягуюча сила;

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності за відповідальністю, визначається згідно ДБН В.1.2-14;

$R_y$  – розрахунковий опір сталі за межею текучості, визначається за додатком 9;

$A_n$  – площа перерізу елемента;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, визначається за додатком 10.

### Стиснуті елементи

Розрахунок на міцність центрально стиснутих елементів зі сталі з характеристичним опором до 440 Н/мм<sup>2</sup> виконують за тією ж формулою (3.1), що і при розтягу. Крім цього слід виконати розрахунок на стійкість (8.3) [5]:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.2)$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, значення якого при умовній гнучкості  $\bar{\lambda} < 0,4$  приймають  $\varphi = 1,0$ , а при  $\bar{\lambda} \geq 0,4$  необхідно обчислювати за формулою (8.4) [5]:

$$\varphi = \frac{0,5}{\bar{\lambda}^2} \left( \delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2} \right). \quad (3.3)$$

Умовна гнучкість  $\bar{\lambda}$  визначається за умовою:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}, \quad (3.4)$$

тут гнучкість елемента  $\lambda = l_{ef} / i$ .

Радіус інерції перерізу  $i$  визначають для кожного конкретного поперечного перерізу елемента за таблицями сортamentів прокатних профілів (додаток 11), вибирають менше значення, при якому гнучкість буде максимальна.

Розрахункова довжина елемента  $l_{ef}$  сталеві конструкції визначається за [5, розділ 13].

Зокрема, розрахункові довжини  $l_{ef}$  стиснутих колон (стояків) постійного по довжині перерізу або окремих ділянок ступінчастих колон слід визначати за формулою (13.2) [5]:

$$l_{ef} = \mu l_c, \quad (3.5)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт розрахункової довжини колони, визначають залежно від умов закріплення їх кінців і виду навантаження (табл. 3.1);

$l_c$  – геометрична довжина колони, окремої її ділянки або висота поверху.

Таблиця 3.1

Коефіцієнти розрахункової довжини колон (стояків) [5, табл. 13.7]

Схема опорного закріплення колон (стояків) і вид навантаження								
$\mu$	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Значення коефіцієнта  $\delta$  обчислюють за формулою (8.5) [5]:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \quad (3.6)$$

де  $\alpha$  і  $\beta$  – коефіцієнти, що характеризують початкові неправильності форми та залишкові напруження і визначаються за таблицею 3.2 залежно від типу поперечного перерізу стрижня та типу кривої стійкості  $a$ ,  $b$  та  $c$ , які наведені у додатку 12.

Значення коефіцієнта  $\varphi$ , обчислене за формулою (3.3) має бути

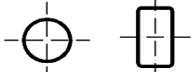
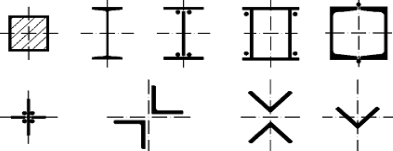
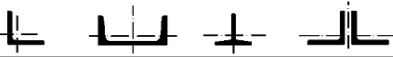
$$\varphi \leq 7,6 / \bar{\lambda}^2 \quad (3.7)$$

для типу кривої стійкості  $a$  при  $\bar{\lambda} > 3,8$ , кривої стійкості  $b$  при  $\bar{\lambda} > 4,4$ , кривої стійкості  $c$  при  $\bar{\lambda} > 5,8$  (додаток 12).



Таблиця 3.2

Значення коефіцієнтів  $\alpha$  і  $\beta$  ([5, табл. 8.1, с. 25])

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості	Значення коефіцієнтів	
		$\alpha$	$\beta$
	a	0,03	0,06
	b	0,04	0,09
	c	0,04	0,14

**Примітка.** Для прокатних двотаврів заввишки понад 500 мм у разі розрахунку на стійкість у площині стінки приймається тип кривої стійкості a.

### Розрахунок елементів сталевих конструкцій при згині

Залежно від призначення, умов експлуатації і техніко-економічного обґрунтування розрахунок згинальних елементів (балок) слід виконувати без урахування чи з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій згідно з поділом поперечних перерізів елементів на три класи, відповідно до п. 5.3.6 [5]. Балки 1-го класу слід застосовувати для всіх видів навантажень і розраховувати у межах пружних деформацій; балки 2-го і 3-го класів рекомендується застосовувати при дії статичних навантажень і розраховувати з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій.

Розрахунок на міцність розрізних балок 2-го і 3-го класів двотаврового і коробчастого перерізів зі сталі з характеристичним опором до 440 Н/мм<sup>2</sup> при дотичних напруженнях

$$\tau_y = |Q_y| / A_w \leq 0,9R_s \quad (3.8)$$

(крім опорних перерізів) при згині у площині найбільшої жорсткості виконують за формулою (9.10) [5]:

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (3.9)$$

$A_w$  – площа поперечного перерізу стінки балки (визначається за додатком 11 за геометричними характеристиками підбраного профілю);

$R_s$  – розрахунковий опір сталі зсуву, визначається за [5, табл. 7.1]:

$$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m, \quad (3.10)$$

тут  $R_{yn}$  – характеристичний опір прокату сталі, дорівнює межі текучості сталі, визначають за додатком 9;

$\gamma_m$  – коефіцієнт надійності за матеріалом,  $\gamma_m = 1,05$  [5, табл. 7.2];

$\beta_r$  – коефіцієнт. При  $\tau_y \leq 0,5 R_s$ , а також при дії у

розрахунковому перерізі балки згинального моменту за відсутності поперечної сили приймається  $\beta_r = 1$ ; в цьому випадку у формулі (3.9) замість коефіцієнта  $c_x$  застосовують

$$c_{xm} = 0,5 (1,0 + c_x); \quad (3.11)$$

$c_x$  – коефіцієнт, приймають за таблицею 3.3.

Розрахунок на міцність в опорному перерізі балок (при  $M_x = 0$  та  $M_y = 0$ ) слід виконувати за формулами (9.14) [5]:

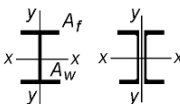
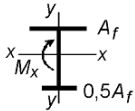
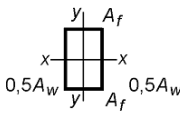
$$\frac{Q_y \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1; \quad (3.12)$$

$$\frac{Q_x \gamma_n}{2A_f R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (3.13)$$

$A_f$  – площа поперечного перерізу пояса балки. Для коробчастого перерізу  $A_f$  – сумарна площа перерізу двох стінок.

Таблиця 3.3

Коефіцієнти для розрахунку елементів з урахуванням розвитку пластичних деформацій [5, табл. М.1, фрагмент]

Тип перерізу	Схема перерізу	$A_f / A_w$	Найбільше значення коефіцієнтів		
			$c_x$	$c_y$	$n$ при $M_y = 0^*$
1-й		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,50	1,12		
		1,00	1,07		
		2,00	1,04		
2-й		0,5	1,40	1,47	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
3-й		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,50	1,12	1,12	
		1,00	1,07	1,20	
		2,00	1,04	1,26	

Згинальні елементи мають розраховуватися на загальну стійкість [5, п. 9.4] з перевіркою місцевої стійкості стінок і поясних листів [5, п. 9.5]. Проте, перевіряти стійкість згинальних елементів нема потреби, якщо стиснений пояс неперервно і надійно закріплений жорстким настилом.

Розрахунок згинальних елементів на жорсткість виконують за загальними правилами опору матеріалів. Зокрема, прогин одно пролітної балки, завантаженої рівномірно розподіленим погонним навантаженням визначають з умови:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI} \leq f_u, \quad (3.14)$$

$f_u$  – граничний прогин, залежить від величини прольоту, виду конструкції, визначається за додатком 13.

### **3.3. Проектування з'єднань сталевих конструкцій**

Сталеві будівельні конструкції з'єднують за допомогою зварювання, на болтах, на заклепках.

#### ***Зварні з'єднання***

Найпоширенішими, близько 95%, є зварні з'єднання [6, п. 4.1]. Зварювання винайдене в кінці IX століття, вдосконалене і запроваджене українським вченим, академіком Євгеном Патonom. Подальший розвиток зварювання отримує в Українському інституті електрозварювання, що носить ім'я Є.О.Патона і має світове значення.

Переваги зварних з'єднань: висока міцність та надійність, відсутність проміжних деталей та отворів, простота виконання, економія металу на 10...20% порівняно з іншими видами з'єднань, високий рівень механізації та автоматизації процесів зварювання.

Недоліки зварних з'єднань: залишкові деформації та напруження внаслідок нерівномірного нагрівання та охолодження металу, значні концентрації напружень у швах та поблизу швів, що може погіршувати міцність при повторних та знакозмінних впливах, потреба у спеціальному обладнанні для зварювальних робіт.

За конструктивними ознаками розрізняють стикові (з'єднання елементів, розміщених у одній площині), кутові (при наплавленні шва у куті, складеному гранями з'єднуваних елементів) та прорізні (при заповненні металом прорізів у з'єднуваних елементах) шви.

За протяжністю розрізняють шви суцільні та переривчасті.

Стандарти на електродугове зварювання передбачають [6, п. 4.2.2]. такі види зварних з'єднань:

- стикові, виконують за допомогою стикових швів у балках, ригелях, колонах будівель, резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах та інших листових конструкціях. Стикові шви у зварних з'єднаннях можуть бути розміщені перпендикулярно або під кутом до лінії дії сили;
- кутові, застосовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо;
- таврові, застосовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо;
- внапуск. Такі з'єднання утворюють за допомогою кутових швів і використовують у більшості монтажних стиків та досить часто у заводських умовах.

При проектуванні сталевих конструкцій зі зварними з'єднаннями слід застосовувати мінімально необхідну кількість зварних швів і призначати їх мінімальні розміри. Потрібно забезпечувати вільний доступ до місць виконання зварних з'єднань з урахуванням вибраного виду і технології зварювання [5, п. 16.1.1].

Зварні стикові з'єднання листових деталей проектують прямими з повним проваром із застосуванням вивідних планок з такого ж металу, що й основні деталі [5, п. 16.1.4].

Розміри зварних кутових швів і конструкція з'єднання повинні задовольняти вимоги [5, п. 16.1.5]:

а) катет кутового шва  $k_f$  (рис. 3.1) має задовольняти умови розрахунку і бути не меншим за зазначений у таблиці 3.4 і не меншим за 4 мм;

б) катет кутового шва  $k_f$  (рис. 3.1, а) не повинен перевищувати  $1,2t$ , де  $t$  – найменша з товщин зварюваних елементів; катет шва, прокладений вздовж заокругленої кромки фасонного прокату товщиною  $t$  не повинен перевищувати  $0,9t$ ;

в) розрахункова довжина кутового шва має бути не менша за  $4k_f$  і не менша 50 мм...

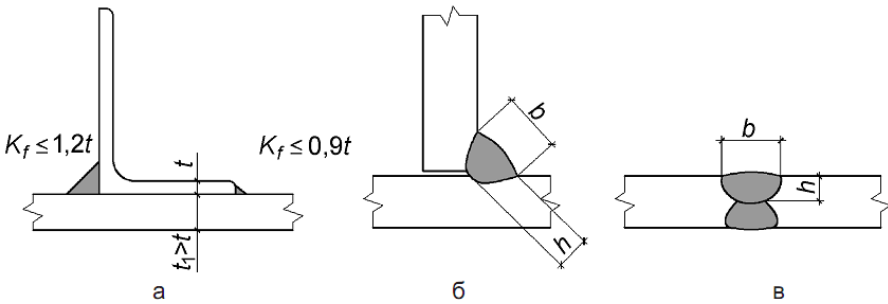


Рис. 3.1. Розміри зварних швів [5, рис. 16.1]

Таблиця 3.4

Мінімальні катети зварних швів [5, табл. 16.1]

Вид з'єднання	Вид зварювання	Характеристичний опір прокату сталі $R_{yn}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Мінімальний катет шва $k_{fmin}$ , мм, при товщині товстішого елемента у з'єднанні $t_{max}$ , мм						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41...80
Таврове з двосторонніми кутовими швами; напускне і кутове	Ручне та механізоване у суміші газів	$R_{yn} \leq 290$	4	5	6	7	8	9	10
		$290 < R_{yn} \leq 390$	4	5	6	7	8	9	10
		$390 < R_{yn} \leq 590$	5	6	7	8	9	10	12
	Механізоване у вуглекислому газі	$R_{yn} \leq 290$	3	4	4	5	5	6	6
		$290 < R_{yn} \leq 390$	3	4	5	6	7	8	9
		$390 < R_{yn} \leq 590$	4	5	6	7	8	9	10
Таврове з односторонніми кутовими швами	Ручне та механізоване у суміші газів	$R_{yn} \leq 390$	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматичне та механізоване у вуглекислому газі	$R_{yn} \leq 390$	4	5	6	7	8	9	10

Розрахунок зварних стикових з'єднань за умови дії поздовжньої сили  $N$ , що проходить через центр ваги з'єднання виконують за формулою (16.1) [5]:

$$\frac{N \gamma_n}{t_{\min} l_w R_{wy} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.15)$$

де  $t_{\min}$  – найменша з товщин елементів у з'єднанні;

$R_{wy}$  – розрахунковий опір стикових зварних швів розтягу, стиску і згину за границею текучості (див. табл. 3.5);

$l_w$  – розрахункова довжина стикового шва, що дорівнює його геометричній довжині за вирахуванням  $2t$ . У випадку, коли кінці шва

виведені за межі стика (використання вивідних планок), розрахункова довжина шва рівна його геометричній довжині.

Таблиця 3.5

Формули для визначення розрахункових опорів зварних швів [5, табл. 7.3]

Зварне з'єднання	Напружений стан	Характеристика розрахункового опору	Умовна позначка	Розрахунковий опір
Стикове	Стиск. Розтяг і згин при механізованому або ручному зварюванні з фізичним контролем якості шва	За границю текучості	$R_{wy}$	$R_{wy} = R_y$
		За тимчасовим опором	$R_{wu}$	$R_{wu} = R_u$
	Розтяг і згин при механізованому або ручному зварюванні	За границю текучості	$R_{wy}$	$R_{wy} = 0,85 R_y$
		Зсув	$R_{ws}$	$R_{ws} = R_s$
З кутовими швами	Зсув (умовний)	У площині наплавленого металу	$R_{wf}$	$R_{wf} = \frac{0,55 R_{wun}}{\gamma_{wm}}$
		У площині металу границі сплавлення	$R_{wz}$	$R_{wz} = 0,45 R_{un}$
<p><b>Примітка.</b> Значення коефіцієнта надійності за матеріалом шва <math>\gamma_{wm}</math> приймається таким, що дорівнює: 1,25 – при <math>R_{wun} \leq 490</math> Н/мм<sup>2</sup>; 1,35 – при <math>490</math> Н/мм<sup>2</sup> &lt; <math>R_{wun} \leq 620</math> Н/мм<sup>2</sup>.</p>				

**Болтові з'єднання**

Болтові з'єднання найчастіше застосовують при монтажі конструкцій [6, п. 4.1].

Переваги болтових з'єднань:

- не потребують спеціального обладнання;
- не чинять термічного впливу на з'єднувані деталі,
- отвори під болти є відносно невеликими концентраторами напружень,
- надійно працюють за умови дії повторних та знакозмінних навантажень.

За принципом роботи болтові з'єднання поділяються на два види:

- 1) з'єднання, в яких виникає зсув між елементами, що з'єднуються (з'єднання на звичайних болтах);
- 2) з'єднання, в яких зсув між елементами відсутній (з'єднання на високоміцних болтах).

До з'єднань першого виду належать з'єднання на болтах підвищеної точності (клас точності А), нормальної точності (В),

грубої точності (С).

Різниця між ними полягає у вимогах до точності виготовлення (якості обробки або точності обробки), щільності встановлення в отвори та способах утворення отворів під болти.

Болти класу точності А слід застосовувати для з'єднань, в яких отвори просвердлюють на проектний діаметр у зібраних елементах або кондукторах, або просвердлюють чи продавлюють на менший діаметр в окремих елементах з наступним до свердленням до проектного діаметру в зібраних елементах. Це дає можливість виконувати з'єднання з мінімальним зазором між стержнем болта і стінкою отвору. Тому болти класу точності А іноді називають «чистими» болтами. Їх виготовляють з допуском по діаметру до  $-0,3$  мм і вставляють в отвори з зазором до  $0,5$  мм.

Болти класу точності В виготовляють з відхиленням від номінального діаметра до  $-0,52$  мм, а діаметр отворів для них приймають на  $2$  мм більшим за номінальний діаметр болта (величина зазору може складати до  $2,52$  мм).

Болти класу точності С мають допуск по діаметру  $1$  мм. Їх встановлюють в отвори з зазором до  $3$  мм. Найбільша розбіжність між діаметром отвору та діаметром болта складає  $6$  мм. Ця розбіжність носить назву «чорнота». Тому з'єднання на болтах класів точності В і С ще називають з'єднаннями на «чорних» болтах. Такі з'єднання дуже деформативні і не всі болти одночасно включаються в роботу

Болти грубої та нормальної точності здебільшого застосовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів.

При дії сил зсуву використовують болти підвищеної точності та високоміцні болти [6, п. 4.3.1].

Болти розміщують відповідно до вимог, наведених у табл. 3.6.

Вимоги до болтів при різних умовах їх застосування наведені у табл. 3.7.

У болтових з'єднаннях, які розраховуються, болти розміщують з використанням мінімальних відстаней.

З'єднувальні конструктивні болти встановлюють з використанням максимальних відстаней.

У разі кріплення кутика однією полицею болтами, розміщеними у шаховому порядку, отвір, найбільш віддалений від його кінця, слід розміщувати на рисці, найближчій до обухка.

Допускається кріпити елементи одним болтом.

Таблиця 3.6

## Вимоги до розміщення болтів [5, табл. 16.3]

Характеристика відстані та характеристичний опір прокату сталі з'єднуваних елементів	Відстань між болтами при розміщенні болтів
1 Відстань між центрами отворів для болтів у будь-якому напрямку:	
а) мінімальна:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$ ;	$2d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$ ;	$3d$
б) максимальна в крайніх рядах при розтягу та стиску за відсутності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання	$8d$ або $12t$
в) максимальна в середніх рядах, а також у крайніх рядах за наявності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання:	
при розтягу	$16d$ або $24t$
при стиску	$12d$ або $18t$
Відстань від центра отвору для болта до краю елемента:	
а) мінімальна вздовж лінії дії зусилля:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$ ;	$1,5d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$ ;	$2,5d$
б) те саме впоперек лінії дії зусилля:	
при обрізаних кромках;	$1,5d$
при прокатних кромках;	$1,2d$
в) максимальна;	$4d$ або $8t$
г) мінімальна у фрикційному з'єднанні при будь-якій кромці і будь-якому напрямку зусилля	$1,3d$
3 Відстань мінімальна між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля для болтів, розміщених у шаховому порядку	$u + 1,5d$

**Примітка 1.**  $d$  – діаметр отвору для болта;  $t$  – товщина найтоншого зовнішнього елемента;  $u$  – відстань між рядами отворів впоперек лінії дії зусилля.

**Примітка 2.** Діаметр отворів приймається:  $d = d_b$  для болтів класу точності А;  $d = d_b + 1\text{мм}$  для болтів класів точності В і С в конструкціях опор повітряних ліній електропередавання (ПЛ), відкритих розподільних пристроїв (ВРП) та контактних мереж транспорту (КМТ), у решті випадків  $d = d_b + (1; 2 \text{ або } 3 \text{ мм})$ .

**Примітка 3.** В одноболтових з'єднаннях елементів решітки (розкосів, стояків і розпірок, окрім тих, що постійно працюють на розтяг), при товщині елемента до 6 мм із сталі з границею текучості до 390 Н/мм<sup>2</sup> і просвердлених отворах відстань  $l_1$  від краю елемента до центра отвору вздовж лінії дії зусилля допускається приймати від  $1,5d$  до  $1,35d$  без допуску в сторону зменшення при виготовленні елементів, про що необхідно зазначити у проекті.

**Примітка 4.** При розміщенні болтів у шаховому порядку на відстанях, не менших за вказані у поз.3, площу поперечного перерізу елемента нетто  $A_n$  слід визначати з урахуванням ослаблення його отворами, розміщеними у розрахунковому перерізі елемента, який орієнтується впоперек лінії дії зусилля. У з'єднаннях, в яких болти працюють переважно на розтяг, слід, як правило, застосовувати болти класів точності В і С або високоміцні.



Таблиця 3.7

Вимоги до болтів при різних умовах їх застосування [5, табл. Д.3]

Клас міцності болтів і вимоги до них згідно з ГОСТ 1759.4 у конструкціях, які не розраховуються на витривалість		розраховуються на витривалість	
при роботі болтів на			
розтяг або зріз	зріз	розтяг або зріз	зріз
5,6	5,6	5,6	5,6
–	5,8	–	–
8,8	8,8	8,8	8,8
10,9	10,9	10,9	10,9
–	12,9	–	12,9

**Примітка 1.** Високоміцні болти згідно з ГОСТ 22356 із сталі марки 40Х "селект" застосовуються у тих самих конструкціях, що й болти класів міцності 10.9.

**Примітка 2.** У з'єднаннях, які не розраховуються на витривалість, допускається застосовувати болти з підголовком класу точності В і С згідно з ДСТУ ГОСТ 7795, ДСТУ ГОСТ 15590.

Розрахункове зусилля, яке може бути сприйняте одним болтом, слід визначати залежно від виду напруженого стану за формулами:

- при зрізі (умовному) болта за формулою (16.12) [5]:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c \gamma_n ; \quad (3.16)$$

- при зминанні металу з'єднаних елементів у отворі за формулою (16.13) [5]:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \Sigma t_{min} \gamma_b \gamma_c \gamma_n ; \quad (3.17)$$

- при розтягу болта за формулою (16.14) [5]:

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c \gamma_n , \quad (3.18)$$

де  $R_{bs}$ ,  $R_{bp}$ ,  $R_{bt}$  – розрахункові опори одноболтових з'єднань зрізу, зминанню, розтягу, відповідно (див. табл. 3.8, 3.9);

$R_{bun}$  – характеристичний опір сталі болтів, який приймається таким, що дорівнює тимчасовому опору  $\sigma_6$  згідно з державними стандартами і технічними умовами на болти, див. табл. 3.9;

$R_{byn}$  – характеристичний опір сталі болтів, який приймається таким, що дорівнює границі текучості  $\sigma_f$  згідно з державними стандартами і технічними умовами на болти, див. табл. 3.9;

$n_s$  – кількість розрахункових площин зрізу одного болта, шт.;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, який визначається за додатком 10;

$\gamma_b$  – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання з табл. 3.10;

- $A_b$  – площа поперечного перерізу стрижня болта, визначають за формулою  $A_b = \pi d_b^2/4$  або з табл. 3.11;
- $d_b$  – зовнішній діаметр стрижня болта;
- $\Sigma t_{min}$  – найменша сумарна товщина елементів у з'єднанні, які зминаються в одному напрямку;
- $A_{bn}$  – площа поперечного перерізу нетто болта з різьбою, що приймається за табл. 3.11.

Таблиця 3.8

Формули для визначення розрахункових опорів болтових з'єднань [5, табл. 7.4]

Напружений стан	Умовна позначка	Розрахунковий опір одноболтового з'єднання зрізу, розтягу, зминання для болтів					високоміцних із сталі марки 40X "селект"
		класу міцності					
		5.6	5.8	8.8	10.9	12.9	
Зріз	$R_{bs}$ <sup>1)</sup>	0,42 $R_{bun}$	0,42 $R_{byn}$	0,40 $R_{byn}$	0,40 $R_{bun}$	0,35 $R_{bun}$	0,37 $R_{bun}$
Розтяг	$R_{bt}$ <sup>1), 2)</sup>	0,75 $R_{bun}$	0,75 $R_{byn}$	0,68 $R_{byn}$	0,60 $R_{bun}$	0,5 $R_{bun}$	0,50 $R_{bun}$
Зминання: болти класу точності А	$R_{bp}$ <sup>3)</sup>	1,60 $R_U$					
болти класу точності В і С		1,35 $R_U$					

<sup>1)</sup> Значення  $R_{bs}$  і  $R_{bt}$  для болтів класів міцності 8.8 і 10.9 та із сталі марки 40X "селект" наведені для болтів без покриття (наприклад, без оцинкування, алюмінівання).

<sup>2)</sup> Значення  $R_{bt}$  вказано для болтів з додатковим подальшим відпуском за температури 650°C.

<sup>3)</sup> Значення  $R_{bp}$  вказано для з'єднаних елементів із сталі з границею текучості до 440 Н/мм<sup>2</sup> і при  $R_{bun} > R_{un}$ .

Таблиця 3.9

Характеристичні опори сталі болтів і розрахункові опори одноболтових з'єднань зрізу і розтягу, Н/мм<sup>2</sup> [5, табл. Д.4]

Клас міцності болтів	$R_{bun}$	$R_{byn}$	$R_{bs}$	$R_{bt}$
5,6	500	300	210	225
5,8	500	400	210	-
8,8	800	640	320	435
10,9	1000	900	400	540
12,9	1200	1080	420	-
40X "селект"	1100	990	405	550

Таблиця 3.10

Коефіцієнти умов роботи болтового з'єднання [5, табл. 16.4]

Характеристики		Характеристичний опір прокату сталі з'єднуваних елементів, $R_{yn}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Значення $a/d$ , $s/d$	Значення коефіцієнта $\gamma_b$
болтового з'єднання	напруженого стану			
Одноболтове, болти класу точності А, В і С або високоміцні	Зріз	-	-	1,0
	Змінання	$R_{yn} < 290$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$a/d - 0,7$
		$290 \leq R_{yn} \leq 390$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$0,67a/d - 0,25$
$R_{yn} > 390$	$a/d \geq 2,5$	1,0		
Багатоболтове, болти класу точності А, В* і С* або високоміцні	Зріз	-	-	1,0
	Змінання	$R_{yn} < 290$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$2 \leq s/d < 2,5$	$0,4 s/d$
		$290 \leq R_{yn} \leq 390$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,5 s/d - 0,25$
		$R_{yn} > 390$	$a/d \geq 3$	1,0
$s/d > 3$	1,0			

**Примітка 1.**  $a$  – відстань від краю елемента до центра найближчого отвору вздовж лінії дії зусилля;  $d$  – діаметр отвору для болта;  $s$  – відстань між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля.

\* Для розрахунку багатоболтового з'єднання на зріз і змінання при використанні болтів класів В, С, високоміцних болтів з нерегульованим натягом при всіх значеннях характеристичного опору  $R_{yn}$  прокату з'єднуваних елементів значення коефіцієнта  $\gamma_b$  слід множити на 0,9.

**Примітка 2.** Для розрахунку багатоболтового з'єднання на змінання значення коефіцієнта  $\gamma_b$  приймається як менше з обчислених при прийнятих значеннях  $a$ ,  $d$ ,  $s$ .

Таблиця 3.11

Площі перерізів болтів, см<sup>2</sup>, згідно ГОСТ 1759.4 [5, табл. Д.8]

$d_b$ , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
$A_b$	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{bn}$	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

**Примітка 1.** Площі перерізу болтів діаметром понад 48 мм приймаються згідно з ГОСТ 24379.0.

**Примітка 2.** Розміри, які наведені в дужках, не рекомендується застосовувати в конструкціях, окрім опор повітряних ліній електропередавання (ПЛ), відкритих розподільних пристроїв (ВРП) та контактних мереж транспорту (КМТ).

При дії на болтове з'єднання поздовжньої сили  $N$ , що проходить через центр ваги з'єднання, слід приймати, що ця сила розподіляється між болтами рівномірно [5, п. 16.2.10]. Тому кількість болтів визначають за формулою (16.15) [5]:

$$n \geq \frac{N\gamma_n}{N_{b,min}}, \quad (3.19)$$

де  $N_{b,min}$  – найменше зі значень  $N_{bs}$ ,  $N_{bp}$ ,  $N_{bt}$ , обчислених за (3.16), (3.17), (3.18).

У болтових з'єднаннях одного елемента з іншим через прокладки чи інші проміжні елементи, а також в елементах з односторонньою накладкою кількість болтів, обчислену за формулою (3.19) необхідно збільшити на 10% [5, п. 16.2.14]. У болтових з'єднаннях виступних полиць кутиків або швелерів за допомогою коротишів кількість болтів, що прикріплюють коротиш до цієї полиці, необхідно збільшити на 50% порівняно з розрахунком.

### Контрольні запитання:

1. Назвати переваги та недоліки зварних з'єднань.
2. Як класифікують зварні шви за конструктивними ознаками?
3. Як розраховують зварні з'єднання з кутовими швами?
4. Де застосовують болтові з'єднання?
5. Як визначити розрахункове зусилля, яке може бути сприйняте одним болтом?
6. Як визначити кількість болтів у з'єднанні при дії осьової сили?
7. Як розміщують болти і заклепки?
8. Як розраховувати відстані між болтами?

## Розділ 4. Кам'яні та армокам'яні конструкції

### 4.1. Матеріали для кам'яних і армокам'яних конструкцій

Матеріалами для кам'яних і армокам'яних конструкцій є поштучне каміння, вкладене на розчин, із включенням, за необхідністю, сталевій арматури. Камені за своїм походженням можуть застосовуватись як природні з гірських порід, так і штучні, виготовлені в автоклавах (силікатні камені, блоки, цегла), випалені керамічні камені та цегла або сформовані з важкого, легкого, ніздрюватого бетону у вигляді суцільних або порожнистих виробів.

Застосування силікатної цегли, каменів і блоків; каменів і блоків з ніздрюватих бетонів; цегли і керамічних каменів, бетонних блоків з порожнинами; керамічної цегли напівсухого пресування допускається для зовнішніх стін приміщень із вологим режимом за умови нанесення на їх внутрішні поверхні пароізоляційного покриття. Застосування вказаних матеріалів для стін приміщень із мокрим режимом, а також для зовнішніх стін підвалів і цоколів не допускається.

Міцність і стійкість кам'яних конструкцій та їх елементів повинні забезпечуватися при зведенні та експлуатації, а також при транспортуванні та монтажі елементів збірних конструкцій.

Матеріали, які застосовують для мурування кам'яних і армокам'яних конструкцій, повинні мати наперед задану міцність, морозо- та водостійкість, визначені марками або класами. Для кладки використовують природні або штучні камені марок від 4 до 1000 (за міцністю на стиск) і бетони класів від до С25/30.

Для зведення кам'яної кладки застосовують такі камені природного та штучного походження:

- цегла керамічна відповідно до ДСТУ Б В.2.7-61:2008;
- цегла силікатна відповідно до ДСТУ Б В.2.7-80:2008;
- бетонні вироби (з важкими і легкими заповнювачами) відповідно до ДСТУ Б В.2.7-7;
- блоки з ніздрюватого бетону автоклавного тверднення відповідно до ДСТУ 9184:2022;
- бетонні камені і блоки з штучного каменю відповідно до ДСТУ Б В.2.6-108:2010;
- будівельні елементи з обробленого природного каменю відповідно до ДСТУ Б В.2.7-246:2010.

Усі елементи кам'яної кладки розділені на групи: група 1, група 2, група 3, група 4 (табл. 4.1). Як правило, виробники елементів

кладки повинні вказувати для своєї продукції групу, до якої вона належить. Блоки з ніздрюватого бетону автоклавного тверднення, елементи з штучного каменю і з обробленого природного каменю відносяться до групи 1.

Таблиця 4.1

Вимоги до груп елементів кам'яної кладки [8, табл. 8.1]

Матеріали і граничні значення для елементів кам'яної кладки								
	Група 1 (всі матеріали)	Елементи	Група 2		Група 3		Група 4	
			Вертикальні порожнечі				Горизонтальні порожнечі	
Об'єм всіх порожнин (% від загального об'єму)	≤ 25	Глиняна цегла	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		Силікатна цегла	> 25; ≤ 55		Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки <sup>б)</sup>	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50	
Об'єм всіх порожнин (% від загального об'єму)	≤ 12,5	Глиняна цегла	Кожна з множини порожнеч ≤ 2 або 12,5		Кожна з множини порожнеч ≤ 2 або 12,5		Кожна з множини порожнеч ≤ 30	
		Силікатна цегла	Кожна з множини порожнеч ≤ 15		Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки <sup>б)</sup>	Кожна з множини порожнеч ≤ 30		Кожна з множини порожнеч ≤ 30		Кожна з множини порожнеч ≤ 25	
Заявлені значення товщини внутрішньої і зовнішньої перегородки цегли, мм	Вимоги відсутні		Внутрішня перегородка цеглини	Зовнішня перегородка цеглини	Внутрішня перегородка цеглини	Зовнішня перегородка цеглини	Внутрішня перегородка цеглини	Зовнішня перегородка цеглини
		Глиняна цегла	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		Силікатна цегла	≥ 5	≥ 10	Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки <sup>б)</sup>	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Заявлена величина сумарної товщини внутрішньої і зовнішньої перегородки цегли <sup>а)</sup> (% від габаритної ширини)	Вимоги відсутні	Глиняна цегла	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Силікатна цегла	≥ 20		Не використовується		Не використовується	
		Бетонні блоки <sup>б)</sup>	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
<sup>а)</sup> сумарна товщина – це товщина внутрішньої перегородки цегли і зовнішньої перегородки цеглини, заміряна горизонтально у відповідному напрямі. Для перевірки повинні проводитися кваліфікаційні випробування, які повинні бути повторені тільки у разі впровадження принципових змін у конструкційні габарити елементів. <sup>б)</sup> у разі конічних або стільникових порожнин використовується середнє значення товщини внутрішньої і зовнішньої перегородок цеглини.								

Міцність на стиск елементів кам'яної кладки, які використовуються в проектуванні, – це нормативна середня міцність на стиск  $f_b$  [8, п. 8.1.2]. Для більшості кам'яних матеріалів ці значення наведені у додатку Р норм [8].

У серії стандартів щодо елементів цегляної кладки нормативна середня міцність на стиск – це одна з наступних величин: заявлена виробником; або отримана шляхом прорахування міцності на стиск із застосуванням положень ДСТУ Б В.2.7-61:2008. Якщо виробник заявляє нормативну міцність на стиск елементів кам'яної кладки як характеристичну міцність, середня міцність повинна бути перерахована за допомогою коефіцієнта, заснованого на варіації міцності каменю.

Будівельні розчини визначаються як тонкошаровий або легкий будівельний розчин загального призначення залежно від складових розчину. Вони можуть бути спеціально розробленими або їх склад може бути визначений випробуваннями, можуть бути заводського виготовлення (заздалегідь дозовані або заздалегідь змішані), напівфабрикатами або приготовлені на будмайданчику за місцем використання.

Виробництво будівельних розчинів заводського виготовлення або напівфабрикатів здійснюється відповідно до нормативних документів. Виробництво будівельних розчинів за місцем застосування здійснюється відповідно до ДСТУ Б В.2.7-23-95, ДСТУ-П Б В.2.7-126:2011. Виробництво і використання будівельного розчину із заздалегідь змішаних в'язучого і піску здійснюється відповідно до нормативних документів.

Будівельні розчини класифікуються за їх міцністю на стиск, що виражається літерою М, яка стоїть перед величиною міцності на стиск, вираженої в Н/мм<sup>2</sup>, наприклад, М5. Розчини за рецептурним складом додатково до класу міцності М описуються об'ємним змістом своїх компонентів, наприклад: 1:1:5 (цемент : вапно : пісок).

Міцність розчину кладки на стиск  $f_m$ , визначається відповідно до ДСТУ Б В.2.7-239:2010.

Будівельні розчини для застосування в армованій кам'яній конструкції, за винятком тих, які використовуються в горизонтальних швах кладки, повинні мати міцність на стиск  $f_m$  не менше 4 Н/мм<sup>2</sup>, а ті, які використовуються в горизонтальних швах кладки армованої кам'яної конструкції, - не менше 2 Н/мм<sup>2</sup>.

Розчини для кам'яної та армокам'яної кладок – цементні, вапняні, змішані – поділяються на важкі (середня густина в сухому

стані 1500 кг/м<sup>3</sup> і більше) та легкі (середня густина до 1500 кг/м<sup>3</sup>). Заповнювачами для важких розчинів є кварцові, польовошпатні і вапнякові піски, для легких – туфові, пемзові та інші легкі піски. Для покращення легковкладальності розчину до його складу вводять пластифікатори (вапняне або глиняне тісто). Для мурування стін найчастіше використовують розчини марок 10, 25, 50, 75, 100. Вибір марки розчину виконують залежно від ступеню довговічності будівлі та умов експлуатації конструкції.

Для армокам'яних конструкцій використовують арматурні вироби зі сталі класів:

для сіткового армування – А240С та Вр-I діаметром 3...8 мм, (за наявності перетинів арматури у швах кладки діаметр стержнів повинен бути не більшим за 6 мм);

для поздовжньої і поперечної арматури, анкерів і в'язей – А240С, Вр-I діаметром від 3 мм (для розтягнутої арматури), і понад 8 мм (для стиснутої арматури). Хомути виконують із дроту діаметром 3...6 мм Вр-I або зі сталі класу А240С.

Для збільшення несучої спроможності існуючих кам'яних конструкцій (колон, стовпів, простінків) може застосовуватися обойма, яка буде перешкоджати поперечному розширенню кладки, що збільшить опір кладки впливу поздовжньої сили. Найпоширеніші види обойм – металеві, а також у вигляді армованої штукатурки. Металева обойма складається із вертикальних кутиків, які встановлюються у кутах, і планок, що є хомутами.

Обойма у вигляді армованої штукатурки складається із вертикальних стержнів з арматури класу А240С, А400С діаметром 8...12 мм, і спіральної обмотки, яка охоплює ці стержні.

## 4.2. Види кладок

Вибір типів несучих стін будівлі здійснюють із урахуванням кліматичних умов району будівництва, температурно-вологісного режиму приміщень, наявності місцевих кам'яних матеріалів: природного каменю, цегли, пустотного керамічного та бетонного каменів; цегляних панелей і крупних блоків, теплоізоляційних матеріалів.

Застосовують кладки з каменів правильної форми (суцільні з цегли та каменю, суцільні з крупних блоків, полегшені з цегли та каменю) і з каменів неправильної форми (бутові, бутобетонні).

Суцільні кладки виконують із матеріалу одного виду,



багатошарові – з одного або різних матеріалів; у полегшених кладках поряд із несучим шаром може бути повітряний прошарок, теплоізоляційні плити, мінеральні засипки, кладка з легких бетонів тощо.

Міцність кладки досягається за рахунок її монолітності, що забезпечується зчепленням каменю з розчином і перев'язкою каменю у горизонтальних рядах. При недостатній перев'язці вертикальних швів поперечні деформації викликають розрив каменів, що перекривають шов, внаслідок чого виникає розшарування кладки на ряд тонких стовпців із втратою стійкості і подальшим руйнуванням. Особливо це небезпечно при позацентровому стиску, згині, зрізі, розтягу, місцевому стиску. До перев'язки висувають такі вимоги: для кладки з суцільної цегли завтовшки 65 мм – один тичковий ряд на шість рядів кладки; з цегли завтовшки 88 мм і порожнистої цегли завтовшки 65 мм – один тичковий ряд на чотири ряди кладки; з каменю при висоті ряду до 200 мм – один тичковий ряд на три ряди кладки; тички можуть бути як в окремих тичкових рядах, так і чергуватися з ложковими.

У суцільних кладках середня товщина горизонтальних швів становить: для кладки з цегли, керамічного і бетонного каменю – 12 мм, але не менше 8 мм і не більше 15 мм; для кладки з природних каменів правильної форми – 15 мм, але не більше 20 мм.

Середня товщина вертикальних швів: для кладки з цегли, керамічних і бетонних каменів правильної форми – 10 мм, для кладки з природних каменів правильної форми – 15 мм.

У каркасних будівлях і будівлях із поперечними внутрішніми несучими стінами зовнішні стіни проектують самонесучими або навісними. Несуча здатність у цьому випадку має менше значення, оскільки при меншому навантаженні на стіни міцність є забезпеченою при меншій товщині стіни. Суцільна кладка є недоцільною у будівлях до 4 – 5 поверхів та у верхніх 3 – 4 поверхах багатоповерхівок. Конструкція зовнішніх стін у таких будівлях визначається необхідним опором теплопередачі. З цією метою застосовують полегшені види кладки, де частину кладки замінюють мінераловатними виробами, ніздрюватим бетоном, бетоном на пористих заповнювачах, пропластами тощо.

#### **4.3. Міцнісні та деформативні властивості кам'яної кладки**

Камінь і розчин у кладці перебувають в умовах складного

напруженого стану, тому що в поперечних і похилих перерізах кам'яних конструкцій одночасно виникають позacentровий і місцевий стиск, згин, зріз, розтяг.

Це пояснюється тим, що щільність і жорсткість розчину за довжиною і шириною шва внаслідок впливу різних факторів (нерівномірність водовіддачі, усадка, нерівномірне розкладання муляром розчину, наявність вертикальних швів, пустот у горизонтальних і вертикальних швах) неоднорідні, а також тим, що передача зусиль із верхніх каменів на нижні внаслідок тих же причин відбувається не лише у вертикальному, а й у горизонтальному і похилому напрямках.

У роботі кам'яної або цегляної кладки від початку прикладання навантаження до руйнування розрізняють чотири стадії напружено-деформованого стану. Перша стадія (рис. 4.1, а) відповідає нормальній експлуатації кладки, коли зусилля, що виникають у ній від навантаження, не викликають видимих пошкоджень.

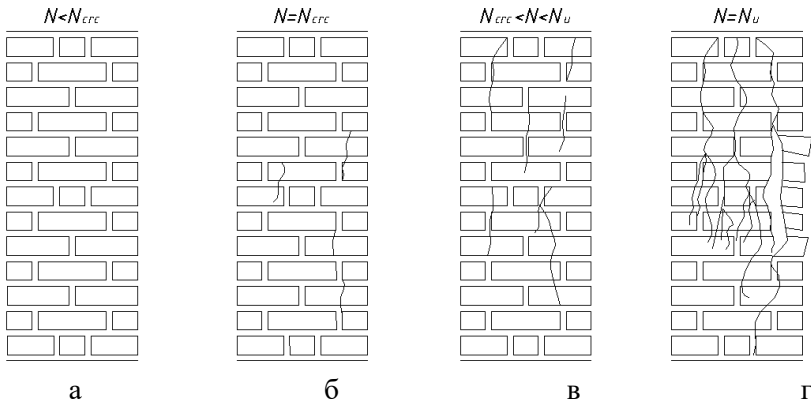


Рис. 4.1. Стадії роботи кладки при стисканні

Друга стадія роботи кладки характеризується появою на окремих ділянках невеликих тріщин (рис. 4.1, б). Навантаження  $N$  становить 60-80 % від руйнівного. Якщо навантаження не зростає, то подальший розвиток тріщин не спостерігається.

На третій стадії, при збільшенні навантаження, виникають нові та розвиваються старі тріщини, які з'єднуються між собою, перетинаючи значну частину кладки у вертикальному напрямку (рис. 4.1, в). При тривалій дії такого навантаження, навіть без його зростання, розвиваються значні пластичні деформації і поступово

продовжується подальший розвиток тріщин, які розширюють кладку. Третя стадія неминуче переходить у четверту – стадію руйнування від втрати стійкості розширеної тріщинами кладки (рис. 4.1, г).

На міцність кладки впливає марка каменю або цегли, марка розчину та його водоутримувальна здатність, розміри, форма і характер поверхні каменю, вид кладки, спосіб перев'язки швів тощо.

Міцність на стиск кладки з каменів правильної форми з перев'язаними швами більша, ніж із каменів неправильної форми або при незаповнених і неперев'язаних швах. Навіть при дуже міцному розчині міцність кладки завжди буде меншою від міцності каменю (цегли) при стиску.

Характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск повинна бути визначена з результатів випробувань зразків кладки. Такі випробування можуть проводитися для даного проекту або ж результати можуть бути взяті з випробувань, проведених раніше, наприклад, бази даних, результати яких наведені у таблиці (додаток Р норм [8]).

У деяких випадках кладка може працювати на розтяг за неперев'язаним перерізом, наприклад, у позацентровано стиснутих стінах або простінках (рис. 4.2, а) або за перев'язаним перерізом, наприклад, у круглих резервуарах, силосах чи інших спорудах (рис. 4.2, б).

Руйнування за неперев'язаним перерізом у більшості випадків відбувається у площині контакту каменю і розчину в горизонтальних швах. Руйнування кладки за перев'язаним перерізом відбувається або по розчину, або по каменю і розчину одночасно.

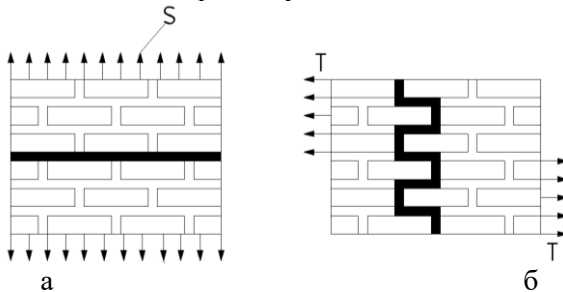


Рис. 4.2. Схеми руйнування розтягнутої кладки: а – за неперев'язаним швом; б – за перев'язаним швом

Кам'яна кладка – це пружнопластичний матеріал, який

складається із двох компонентів: розчину та каменю.

Під час стискання залежність між напруженнями  $\sigma$  і деформаціями  $\epsilon$  (рис. 4.3) для розчину криволінійна, а для каменю – майже прямолінійна. Експериментально встановлено, що кладка деформується переважно за рахунок деформування розчину в швах кладки.

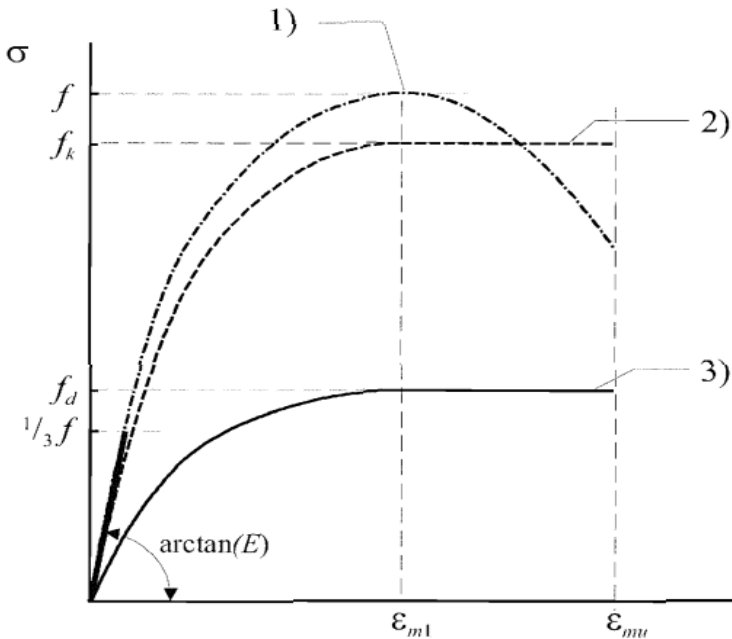


Рис. 4.3. Залежність деформації від напруження для кладки під дією зусилля стиску: 1 - типова залежність; 2 - ідеальна залежність (параболічно-прямокутна); 3 - розрахункова залежність

Модуль деформацій кладки  $E$  є величиною змінною і залежить від рівня напружень.

Короточасний січний модуль пружності  $E$  визначається за результатами випробувань. У разі відсутності величини, визначеної у випробуваннях відповідно до вимог нормативних документів, короточасний модуль пружності при зсуві кам'яної кладки  $E = K_E f_k$  для використання при розрахунку конструкцій ( $K_E = 1000$ ).

Значення довготривалого модуля  $E$  повинне розраховуватися з величини короточасного модуля пружності з урахуванням повзучості

$$E_{long\ term} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}}, \quad (4.1)$$

де  $\phi_{\infty}$  – кінцевий коефіцієнт повзучості.

Модуль зсуву  $G$  може дорівнювати 40 % величини модуля пружності  $E$ .

#### 4.4. Розрахунок стін з неармованої кам'яної кладки за умови дії вертикальних навантажень

У граничному стані при втраті несучої здатності розрахункова величина вертикального навантаження, прикладеного до стіни з кам'яної кладки  $N_{Ed}$ , повинна бути менше або дорівнювати розрахунковій величині вертикальної міцності стіни  $N_{Rd}$  так, щоб:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (4.2)$$

Розрахункова величина несучої здатності  $N_{Rd}$  при вертикальному навантаженні одношарової стіни визначається з умови:

$$N_{Rd} = \Phi t f_d, \quad (4.3)$$

де  $\Phi$  – коефіцієнт зменшення несучої здатності стіни;

$t$  – товщина стіни;

$f_d$  – розрахункова величина міцності кладки на стиск, визначають за [15]

(ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції, додаток Р).

Коефіцієнт зменшення несучої здатності  $\Phi$  зверху або знизу стіни обчислюють за формулою:

$$\Phi_i = 1 - 2 e_i / t, \quad (4.4)$$

де  $e_i$  – ексцентриситет зверху або знизу стіни, розрахований за рівнянням:

$$e_i = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (4.5)$$

де  $M_{id}$  – розрахункова величина моменту вигину зверху або знизу стіни, викликаного ексцентриситетом навантаження від плит у зоні опирання (рис. 4.4);

$N_{id}$  – розрахункова величина вертикального навантаження зверху або знизу стіни;

$e_{he}$  – ексцентриситет зверху або знизу стіни, викликаний горизонтальними навантаженнями (наприклад, вітром);

$e_{init}$  – випадковий ексцентриситет.

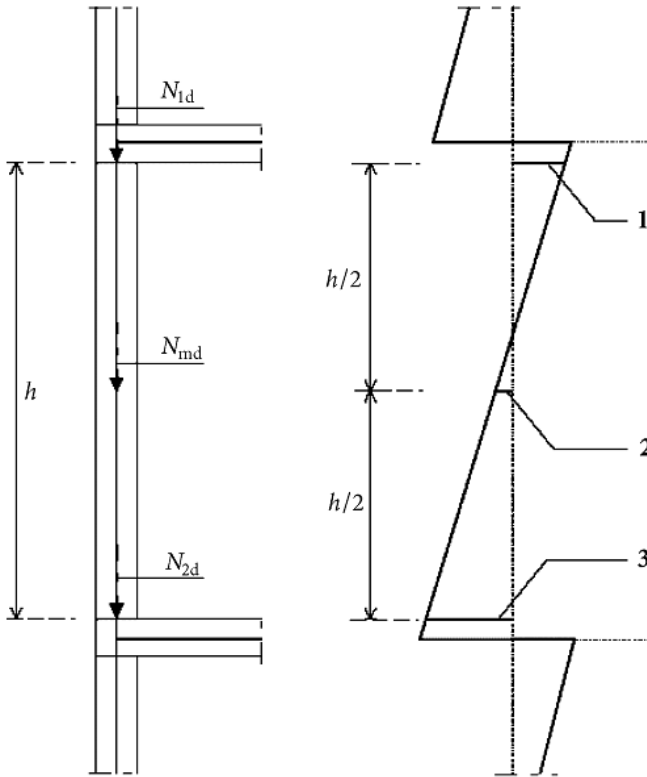


Рис. 4.4. Моменти внаслідок ексцентриситету: 1 –  $M_{1d}$  на нижній стороні перекриття; 2 –  $M_{md}$  на середині висоти стіни; 3 –  $M_{2d}$  – зверху перекриття

На середині висоти стіни коефіцієнт зменшення несучої здатності  $\Phi_m$  визначають через ексцентриситет  $e_{mk}$ :

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t, \quad (4.6)$$

де  $e_m$  – ексцентриситет, викликаний навантаженнями:

$$e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} \pm e_{ini}, \quad (4.7)$$

де  $M_{md}$  – розрахункова величина найбільшого моменту на середині висоти стіни з урахуванням моментів, що діють зверху і знизу стіни (рис. 4.4), а також моментів від всіх навантажень, прикладених до стіни з ексцентриситетом (напр., кронштейни);

$N_{md}$  – розрахункова величина вертикального навантаження на середині висоти стіни з урахуванням всіх навантажень, прикладених до стіни з ексцентриситетом (напр., кронштейни);

$e_{hm}$  – ексцентриситет на середині висоти стіни, викликаний дією горизонтальних навантажень (наприклад, вітром);  
 $e_k$  – ексцентриситет, внаслідок повзучості, отриманий з рівняння:

$$e_k = 0,002\phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m}, \quad (4.8)$$

$h_{ef}$  – значення розрахункової висоти стіни з урахуванням умов закріплення або підвищення жорсткості;

$t_{ef}$  – ефективна товщина стіни;

$\phi_\infty$  – коефіцієнт граничної повзучості (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Коефіцієнти кам'яної кладки [8, табл. 8.9]

Тип елементів кам'яної кладки		Граничний коефіцієнт повзучості <sup>а)</sup> $\phi_\infty$	Довготривале розширення або усадка під дією вологи <sup>б)</sup> , мм/м	Коефіцієнт теплового розширення $\alpha_t, 10^{-6}/K$
Глиняна цегла		Від 0,5 до 1,5	Від мінус 0,2 до 1,0	Від 4 до 8
Силікатна цегла		Від 1,0 до 2,0	Від мінус 0,4 до мінус 0,1	Від 7 до 11
Збірний бетон і штучний камінь		Від 1,0 до 2,0	Від мінус 0,6 до мінус 0,1	Від 6 до 12
Легкий збірний бетон		Від 1,0 до 3,0	Від мінус 1,0 до мінус 0,2	Від 6 до 12
Ніздрюватий бетон автоклавного тверднення		Від 0,5 до 1,5	Від мінус 0,4 до 0,2	Від 7 до 9
Природний камінь	Вулканічних порід	в)	Від мінус 0,4 до 0,7	Від 5 до 9
	Осадкових порід			Від 2 до 7
	Метаморфічних порід			Від 1 до 18
а) кінцевий коефіцієнт повзучості $\phi_\infty = \varepsilon_{c\infty} / \varepsilon_{el}$ , де $\varepsilon_{c\infty}$ – кінцева деформація повзучості і $\varepsilon_{el} = \sigma / E$ .				
б) негативне значення коефіцієнта довготривалого розширення або усадки під дією вологи показує скорочення, а його позитивне значення характеризує розширення.				
в) ці величини зазвичай мають дуже низьке значення.				

Розрахункова величина зосередженого вертикального навантаження  $N_{Edc}$ , прикладеного до кам'яної стіни, повинна бути менше або дорівнювати розрахунковій величині опору зосередженому вертикальному навантаженню стіни  $N_{Rdc}$ , щоб

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}. \quad (4.9)$$

Якщо стіна, побудована з елементів кам'яної кладки групи 1 і завантажена зосередженим навантаженням, за винятком стін із кладкою з заповненням крайніх смуг розчином, розрахункова величина опору стіни вертикальному навантаженню представлена рівнянням:

$$N_{Rdc} = \beta A b f d, \quad (4.10)$$

де  $\beta$  – коефіцієнт збільшення зосереджених навантажень, визначають з умов:

$$\beta = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right); \quad (4.11)$$

$$\beta \leq 1,25 + \frac{a_1}{2h_c}; \quad 1,0 \leq \beta \leq 1,5;$$

$a_1$  – відстань від кінця стіни до найближчого краю навантаженої площі (рис. 4.5);

$h_c$  – висота стіни до рівня навантаження, що прикладається;

$A_b$  – навантажена площа;

$A_{ef}$  – значення величини ефективної опорної площі, тобто  $l_{efm} t$ ;

$l_{efm}$  – значення ефективної довжини площі розподілення навантажень під опорою, що вимірюється в основі трапеції на  $\frac{1}{2}$  висоті стіни або пілястри (рис. 4.5);

$t$  – товщина стіни з урахуванням не повністю заповнених швів на глибину понад 5 мм;

$A_b / A_{ef}$  – не повинно перевищувати 0,45.

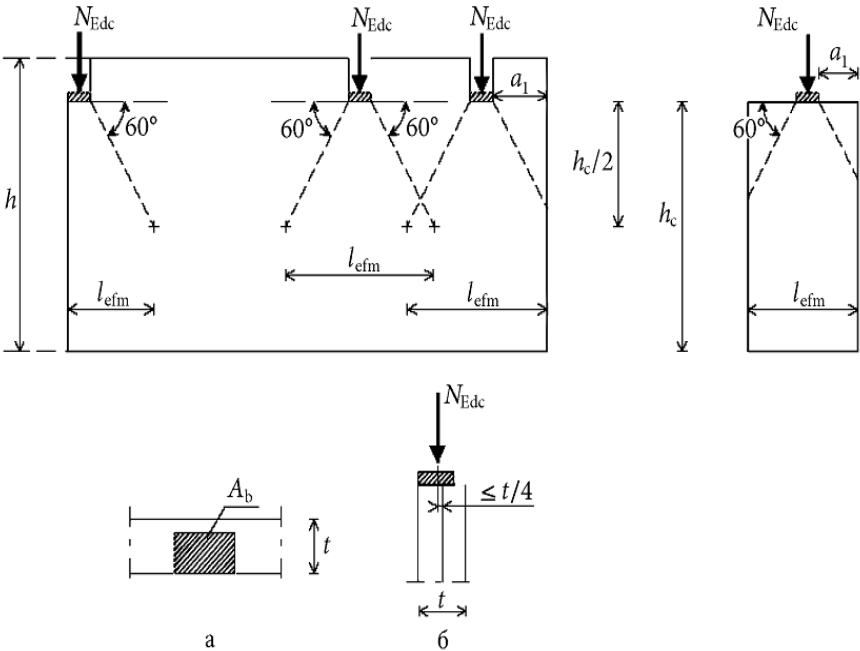


Рис. 4.5. Стіни при зосереджених навантаженнях:  
а – план, б – розріз



## З'єднання стін

Стіни огорожувальної кладки разом із горизонтальними і вертикальними армованими елементами, які вони огорожують, повинні конструюватись так, щоб при дії навантажень вони працювали спільно як цілісний конструктивний елемент.

Якщо стіни розкріплені перекриттями або покриттями, то стіни повинні з'єднуватись з перекриттями або покриттями так, щоб забезпечувалась можливість передачі горизонтальних розрахункових навантажень на елементи в'язей.

Передача горизонтальних навантажень на елементи в'язей повинна здійснюватися конструкціями перекриття або покриття, наприклад, включенням системи залізобетонних або дерев'яних балок за умови, що конструкція перекриття або покриття здатна працювати як діафрагма або як пояс, розрахований на передачу сумарного впливу від поперечних і згинальних дій або опором тертя несучого елемента на опорах стін чи металевих стрічок при відповідному закріпленні кінців, які здатні сприймати передачу навантаження.

Якщо перекриття або покриття опирається на стіну, то довжина опирання повинна бути достатньою для забезпечення необхідної несучої здатності та опору зсуву з урахуванням виробничих і будівельних допусків.

Мінімальна довжина ділянки опирання перекриття або покриття на стіни повинна визначатись розрахунком.

Хомути повинні передавати поперечні навантаження між стінами і закріпленими елементами конструкції.

У випадках, коли додатковим навантаженням на стіну можна знехтувати, наприклад, на стику стіни і похилого даху, необхідно виконати додатковий аналіз для того, щоб переконатися у достатній міцності з'єднань хомутів і стіни.

Крок встановлення хомутів між стіною і перекриттями або покриттями не повинен перевищувати 2 м для будівель заввишки до 4 поверхів і 1,25 м - для вищих будівель.

Якщо передача горизонтальних навантажень на елементи в'язей передбачена через пояси або затяжки, вони повинні бути розміщені на рівні кожного перекриття або безпосередньо під ним. Затяжки можуть бути залізобетонними, із армованої кам'яної кладки, сталевими або дерев'яними і повинні сприймати розрахункову силу розтягу 45 кН.

Якщо затяжки розрізні, то необхідно передбачити додаткові заходи щодо забезпечення їх нерозривності.

Якщо перекриття не утворює жорсткого диску, або коли

перекриття опирається на шар, по якому воно може ковзати, горизонтальну жорсткість стін необхідно забезпечувати кільцевими поясами жорсткості або застосуванням еквівалентних заходів.

Несучі стіни повинні з'єднуватись між собою у місцях перетину так, щоб між ними була забезпечена передача необхідних вертикальних і горизонтальних навантажень.

З'єднання стін на перетині повинно здійснюватись: перев'язкою кладки; сполучними елементами або арматурою, закладеною в кожену із стін.

Зведення несучих стін, що перетинаються, необхідно виконувати одночасно.

У випадках влаштування порожнистої кладки обидва шари стіни повинні бути надійно зв'язані один з одним.

Кількість з'єднувальних елементів, що сполучають дві стіни порожнистої кладки або облицювальну стіну з основною стіною, повинна бути не менше кількості, отриманої в результаті розрахунків залежно від випадку і не менше двох на 1 м<sup>2</sup>.

З'єднувальні елементи стін із колодязної кладки повинні мати достатню площу поперечного перерізу не менше двох з'єднань на квадратний метр стіни із колодязної кладки та рівномірно по ній розподіляться.

Гідроізоляційні шари повинні забезпечувати передачу горизонтальних і вертикальних розрахункових навантажень без ушкоджень та руйнування. Вони повинні мати достатній опір на поверхні тертя для запобігання непередбаченим зсувам кладки, яка виконана над ними.

При проведенні будівельних робіт необхідно враховувати загальну стійкість всієї споруди або окремих стін. У разі необхідності в особливих запобіжних засобах на будівельному майданчику вони повинні бути вказані.

Кладку не можна навантажувати до тих пір, поки вона не досягне міцності, необхідної для сприйняття навантажень без виникнення ушкоджень.

Засипку за підпірними стінами не можна виконувати до досягнення стіною міцності, необхідної для сприйняття навантажень, пов'язаних із проведенням робіт із засипки, включно з дією сил, що виникають при ущільненні або віброущільненні.

Для стін, що тимчасово не розкріплені при зведенні та можуть зазнавати дії вітрових або монтажних навантажень, слід передбачати для збереження їх стійкості тимчасове розкріплення.

### **Контрольні запитання**

1. Які властивості повинні мати матеріали для кам'яних і армокам'яних кладок?
2. Бетони яких класів застосовують для виготовлення елементів кладки?
3. Які камені і цеглу за міцністю застосовують для мурування?
4. Які показники враховують при виборі матеріалу для кладки?
5. Які особливості вибору матеріалу для кладки конструкцій будівель із вологими приміщеннями?
6. Як впливає вологість приміщень на вибір марки каменю за морозостійкістю? Навести приклади.
7. Які розчини використовують для мурування?
8. Яку арматуру застосовують для армування кладки?
9. Яку роль виконують горизонтальні сітки?
10. З якою метою ставлять вертикальну арматуру?
11. Як впливає структура кладки на внутрішні напруження при експлуатаційних навантаженнях?
12. Опишіть стадії напружено-деформованого стану кладки.
13. Внаслідок чого настає руйнування кладки?
14. Які фактори впливають на міцність кладки?
15. Охарактеризувати роботу кладки на розтяг за перев'язаним перерізом, за непере́в'язаним.
16. Від чого залежить розрахунковий опір кладки?
17. Коли застосовують поняття „марка розчину”, а коли „міцність розчину”?
18. За рахунок чого відбувається деформація кладки?
19. Пояснити графічну залежність між напруженнями та деформаціями кладки при стиску.
20. Від чого залежить пружна характеристика кладки?

### ДОДАТКИ

**КЛАСИ МІЦНОСТІ ДЕРЕВИНИ**

[2, додаток Б, табл. Б.1, с. 81]

Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для хвойної деревини

№	Класи міцності	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Значення міцності, Н/мм <sup>2</sup>													
1	Згин, $f_{m,k}$ <sup>a</sup>	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
2	Розтяг вздовж, $f_{t,0,k}$ <sup>a</sup>	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
3	Розтяг впоперек, $f_{t,90,k}$	0,4											
4	Стиск вздовж, $f_{c,0,k}$ <sup>a</sup>	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
5	Стиск впоперек, $f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
6	Сколювання та кручення, $f_{v,k}$ <sup>c</sup>	2,0											

№	Класи міцності	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Значення жорсткості, Н/мм <sup>2</sup>													
7	Модуль пружності вздовж, $E_{0,mean}$ <sup>a,b</sup>	7000	8000	9000	9500	10000	11000	11500	12000	13000	14000	15000	16000
8	Модуль пружності впоперек, $E_{90,mean}$ <sup>b</sup>	230	270	300	320	330	370	380	400	430	470	500	530
9	Модуль зсуву, $G_{mean}$ <sup>b,c</sup>	440	500	560	590	630	690	720	750	810	880	940	1000
Значення густини, кг/м <sup>3</sup>													
10	Густина, $\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
<p><b>Примітка.</b> Значення характеристичної міцності при розтягу впоперек напрямку волокон, характеристична міцність під дією сколювання та кручення відрізняються від розрахункових значень за ДСТУ EN338, але при розрахунку необхідно використовувати тільки значення, представлені тут.</p>													
<p><sup>a</sup> Розрахункове значення для кругляка підвищується на 20% за відсутності на ньому кори та лубу без ослаблення краю зони.</p> <p><sup>b</sup> Характеристичне значення модуля зсуву <math>G_{R,k}</math> всіх класів міцності може прийматися 1,0Н/мм<sup>2</sup> при розрахунках. При напруженнях сколювання необхідно приймати значення модуля зсуву, який дорівнює <math>G_{R,mean} = 0,10 G_{mean}</math>.</p> <p><sup>c</sup> Для характеристичного значення жорсткості <math>E_{0,05}</math>, <math>E_{90,05}</math> та <math>G_{0,05}</math> розрахунковими значеннями є:  <math>E_{0,05} = 2/3 E_{0,mean}</math>, <math>E_{90,05} = 2/3 E_{90,mean}</math> та <math>G_{0,05} = 2/3 G_{mean}</math>.</p>													

**ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ**

[2, додаток А, табл. А.1, с. 79]

Значення коефіцієнта перетворення, що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації *k<sub>mod</sub>*

Будівельний матеріал	Клас навантаження за тривалістю дії	Експлуатаційні класи		
		1	2	3
Суцільна деревина, клеєна деревина, балочна клеєна деревина, фанера, ортогональна клеєна деревина	постійне	0,60	0,60	0,50
	тривале	0,70	0,70	0,55
	середньої тривалості	0,80	0,80	0,65
	короткочасне	0,90	0,90	0,70
	миттєве	1,10	1,10	0,90
ДСП, цементно-стружкові плити (ЦСП), ДВП (Тип НВ.HLA2)	постійне	0,30	0,20	–
	тривале	0,45	0,30	–
	середньої тривалості	0,65	0,45	–
	короткочасне	0,85	0,60	–
	миттєве	1,10	0,80	–
OSB-плити (OSB/2, OSB/3 та OSB/4)	постійне	0,40	0,30	–
	тривале	0,50	0,40	–
	середньої тривалості	0,70	0,55	–
	короткочасне	0,90	0,70	–
	миттєве	1,10	0,90	–
ДВП (Тип МВН.LA2)	постійне	0,20	0,15	–
	тривале	0,40	0,30	–
	середньої тривалості	0,60	0,45	–
	короткочасне	0,80	0,60	–
	миттєве	1,10	0,80	–

## Приклади призначення класу навантаження за тривалістю дії

[2, табл. 5.2, с. 10]

Клас навантаження за тривалістю дії	Приклади навантаження
Постійне	Власна вага конструкцій; вага різного роду засипок; вага постійних перегородок, стаціонарного обладнання, комунікацій; конструкцій підвісних стель; тиск ґрунту
Довготривале	Навантаження при зберіганні вантажів; навантаження від води в баках
Середньої тривалості	Снігове; рівномірно розподілені корисні навантаження на перекриття та балкони; тимчасові навантаження в гаражах-стоянках та в зонах транспортного руху; впливи, пов'язані зі зміною вологості; вага нестаціонарного обладнання; вага тимчасових перегородок
Короткочасне	Тимчасове навантаження на сходи; тимчасові зосереджені навантаження; горизонтальні навантаження на перегородки та парапети; тимчасові навантаження з обслуговування покрівель і перебування людей; транспортні навантаження; впливи від транспортних засобів та механізмів; складування вантажів; вітрове навантаження
Миттєве	Випадкові впливи

Коефіцієнти надійності за матеріалом  $\gamma_M$ 

[2, табл. 6.1, с. 12]

Основні комбінації	$\gamma_M$
Цільна деревина	1,3
Клеєна деревина	1,25
Клеєний шпон ( ), фанера,	1,2
ДСП, ДВП, МДФ	1,3
З'єднання	1,3
Металеві зубчасті пластини	1,25
Випадкові комбінації	1,0

### Співвідношення розрахункової та геометричної довжин для стояків

[2, табл. 9.1, с. 21]

Тип елемента	Тип навантаження	$l_{ef}/l$
Шарнірне опирання кінців	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	1,0
	Рівномірно розподілене навантаження по довжині елемента	0,73
Жорстке защемлення одного кінця	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	2,2
	Рівномірно розподілене навантаження по довжині елемента	1,2
Жорстке защемлення одного кінця і шарнірне опирання іншого	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	0,8
Співвідношення між розрахунковою довжиною $l_{ef}$ та геометричною довжиною $l$ наведені для елементів з зазначеним типом опирання, що обмежує кручення, і завантаженими в центрі ваги.		

### Співвідношення розрахункової та геометричної довжин для балок

[2, табл. 9.2, с. 24]

Тип елемента	Тип навантаження	$l_{ef}/l$
Шарнірне опирання кінців	Постійний момент	1,0
	Рівномірно розподілене навантаження	0,9
	Зосереджена сила всередині прольоту	0,8
Жорстке защемлення одного кінця	Рівномірно розподілене навантаження	0,5
	Зосереджена сила у вільного кінця	0,8
Співвідношення між розрахунковою довжиною $l_{ef}$ та прольотом $l$ відповідає елементам з зазначеним типом опирання, що обмежує кручення, і завантаженими в центрі ваги. Якщо навантаження прикладене біля стиснутого краю елемента, то $l_{ef}$ слід збільшувати на $2h$ або зменшити на $0,5h$ для навантаження розтягнутої зони балки.		



## Значення граничних прогинів дерев'яних конструкцій

[2, табл. 10.2, с. 29]

Елемент	$w_{inst}$	$w_{fin}$	$w_{net,fin}$
Балка на двох опорах	$l/300$ до $l/500$	$l/150$ до $l/300$	$l/150$ до $l/350$
Консольна балка	$l/150$ до $l/250$	$l/75$ до $l/150$	$l/125$ до $l/175$
Елементи покриття або перекриття з стелями зі штукатуркою або з гіпсокартону			
Балка на двох опорах			$l/250$
Консольна балка			$l/125$
Елементи покриття або перекриття без стелі зі штукатуркою або з гіпсокартону			
Балка на двох опорах			$l/150$
Консольна балка			$l/75$
$l$ – прольот балки або довжина консолі			

## Рекомендовані формули для визначення прогину шарнірно опертих балок прямокутного поперечного перерізу від згину і підвищувальних коефіцієнтів, що враховують вплив зсуву

[2, табл. 10.3, с. 29]

Випадок навантаження	Прогин від згину, мм	Підвищувальний коефіцієнт при зсуві
Рівномірно розподілене навантаження по довжині шарнірно опертої балки дорівнює повному навантаженню $q_d$	У середині прольоту $\frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3}$	$\left[ 1 + 0,96 \frac{E_{o,mean}}{G_{o,mean}} \left( \frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \right]$
...	...	...

**Характеристичні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згині  
для листового, широкосмугового універсального і фасонного  
прокату відповідно до класів міцності прокату сталі**  
[5, таблиця Г.2, с. 131]

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату <sup>1)</sup> , мм	Характеристичний опір <sup>2)</sup> , Н/мм <sup>2</sup> , прокату				Розрахунковий опір <sup>3)</sup> , Н/мм <sup>2</sup> , прокату			
		листового, широкосмугового універсального		фасонного		листового, широкосмугового універсального		фасонного	
		$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_u$	$R_y$	$R_u$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	-	-	210	350	-	-
	понад 100	195	360	-	-	190	350	-	-
C245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 30	-	-	235	370	-	-	230	360
C255	від 2 до 3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	від 4 до 10	245	370	255	380	240	360	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
C275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
C285	від 2 до 3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
C295	до 100	295	430	295	430	285	420	285	420
C325	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	понад 40 до 60	285	450	-	-	280	440	-	-
	понад 60 до 80	275	440	-	-	270	430	-	-
	понад 80 до 100	265	430	-	-	260	420	-	-
C345	від 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
C345К	від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
C355	від 8 до 50	355	450	-	-	350	440	-	-
C375	від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	понад 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	понад 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470

## Закінчення додатка 9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C390	Від 4 до 50	390	540	-	-	380	530	-	-
C390K	Від 4 до 30	390	540	-	-	380	530	-	-
C420	Від 4 до 16	420	540	-	-	410	530	-	-
	Від 16 до 40	400	530	-	-	390	515	-	-
	Від 40 до 63	390	530	-	-	380	515	-	-
	Від 63 до 80	370	520	-	-	360	505	-	-
C440	Від 4 до 30	440	590	-	-	430	575	-	-
	Понад 30 до 50	410	570	-	-	400	555	-	-
C460	Від 4 до 16	460	570	-	-	445	555	-	-
	Від 16 до 40	440	560	-	-	430	545	-	-
	Від 40 до 63	430	560	-	-	420	545	-	-
	Від 63 до 80	410	540	-	-	400	530	-	-
C490	Від 8 до 50	490	590	-	-	475	575	-	-
C500	Від 3 до 50	500	590-	-	-	485	575-	-	-
	Від 50 до 100	480	770	-	-	465	750	-	-
C590	Від 10 до 36	590	685	-	-	540	617	-	-
C590K	Від 10 до 40	590	685	-	-	540	617	-	-
C620	Від 3 до 50	620	700-	-	-	600	680-	-	-
	Від 50 до 100	580	890	-	-	565	865	-	-

1) За товщину фасонного прокату приймається товщина полиці.

2) За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості і тимчасового опору.

3) Значення розрахункових опорів одержані діленням характеристичних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом  $\gamma_m$  із заокругленням до 5 Н/мм<sup>2</sup>.

Для класів міцності прокату сталі C235-C500; C620 враховано  $\gamma_m = 1,025$ ,

а для класів C590; C590K враховано  $\gamma_m = 1,1$ .

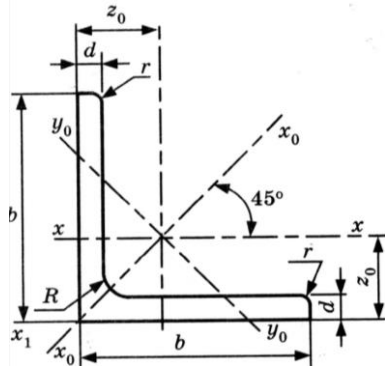
Коефіцієнти  $\gamma_c$  умов роботи сталевих конструкцій

[5, таблиця 5.1, с. 17]

	Елементи конструкцій	Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c$
1	2	3
1	Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує ваги перекриття	0,90
2	Колони громадських споруд і опор водонапірних башт	0,95
3	Колони одноповерхових виробничих споруд із мостовими кранами	1,05
4	Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$	0,80
5	Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски при розрахунку на міцність у перерізі без послаблень	0,90
6	Перерізи елементів конструкцій зі сталі з границею текучості до $440 \text{ Н/мм}^2$ , що несуть статичне навантаження, при розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань): - суцільних балок і колон; - стрижневих конструкцій покриттів та перекриттів	1,10 1,05
7	Стиснуті елементи решітки просторових решітчастих конструкцій, виконані з одиночних рівнополічкових кутиків згідно з рисунком 13.3 [5, с.63], які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – більшою полицею): а) безпосередньо до поясів за допомогою зварних швів або двох болтів і більше, які встановлені вздовж кутика: - розкоси (рисунок 13.3, а) [5, с.63]; - розпірки (рисунок 13.3, б, в, е) [5, с.63]; - розкоси (рисунок 13.3, в, г, д, е) [5, с.63]; б) безпосередньо до поясів за допомогою одного болта або через фасонку незалежно від виду з'єднання	0,90 0,90 0,80 0,75

1	2	3
8	Елементи плоских ферм з одиночних кутиків, стиснуті елементи, виконані з одиночних кутиків, які прикріплюються однією полицею (для нерівно-полічкових кутиків – меншою полицею), за винятком елементів, наведених у позиції 7 цієї таблиці	0,75
9	Опорні плити, виконані зі сталі з границею текучості до 390 Н/мм <sup>2</sup> , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм:	
	а) до 40, включно;	1,20
	б) понад 40 до 60 включно;	1,15
	в) понад 60 до 80 включно	1,10
<p><b>Примітка 1.</b> Коефіцієнти <math>\gamma_c &lt; 1,0</math> при розрахунку не слід враховувати сумісно, за винятком розрахунків, вказаних у примітках 2, 3.</p> <p><b>Примітка 2.</b> При розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів, коефіцієнти, наведені в позиції 6 і 1, 6 і 2, 6 і 5, слід враховувати сумісно.</p> <p><b>Примітка 3.</b> При розрахунку опорних плит коефіцієнти, наведені в позиції 9 і 2, 9 і 3, слід враховувати сумісно.</p> <p><b>Примітка 4.</b> При розрахунку з'єднань коефіцієнти <math>\gamma_c</math> для елементів, які наведені в позиції 1 і 2, слід враховувати разом із коефіцієнтом умов роботи з'єднання <math>\gamma_b</math>.</p> <p><b>Примітка 5.</b> У випадках, не обумовлених цими Нормами, у розрахункових формулах приймають <math>\gamma_c = 1,0</math>.</p>		

## Кутики рівнополічні. ДСТУ 2251:2018



$b$  – ширина полочки

$d$  – товщина полочки

$R$  – радіус внутрішнього заокруглення

$r$  – радіус заокруглення полочки

$I$  – момент інерції

$i$  – радіус інерції

$z_0$  – відстань від центра ваги до зовнішньої грані стінки

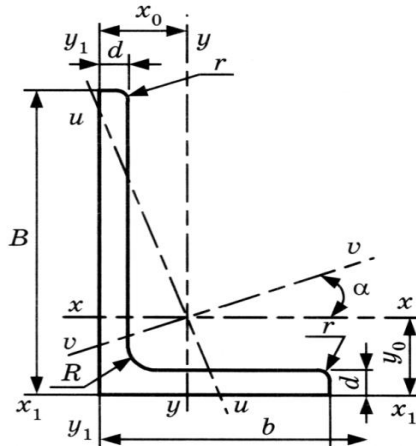
№ про- філю	Розміри, мм				Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Додаткові величини для осей								Маса 1 пог.м, кг
						$x - x$		$x_0 - x_0$		$y_0 - y_0$		$x_1 - x_1$		
	$I_x, \text{см}^4$	$i_x, \text{см}$	$I_{x_0}, \text{см}^4$	$i_{x_0}, \text{см}$		$I_{y_0}, \text{см}^4$	$i_{y_0}, \text{см}$	$I_{x_1}, \text{см}^4$						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5,6	56	3,5	6	2	3,86	11,6	1,73	18,4	2,18	4,80	1,12	20,3	1,50	3,03
		4			4,38	13,1	1,73	20,8	2,18	5,41	1,11	23,2	1,52	3,44
		5			5,41	16,0	1,72	25,4	2,17	6,59	1,10	29,3	1,57	4,25
6,3	63	4	7	2,3	4,96	18,9	1,95	29,9	2,46	7,81	1,25	33,1	1,69	3,89
		5			6,13	23,1	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	41,7	1,74	4,81
		6			7,28	27,1	1,93	42,9	2,43	11,2	1,24	50,2	1,78	5,71

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
7	70	4,5	8	2,7	6,20	29,0	2,16	46,0	2,72	12,0	1,39	50,9	1,88	4,87
		5			6,86	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	56,7	1,90	5,39
		6			8,15	37,6	2,15	59,6	2,70	15,5	1,38	68,3	1,94	6,40
		7			9,42	43,0	2,14	68,2	2,69	17,8	1,37	80,3	1,99	7,39
		8			10,7	48,2	2,12	76,4	2,67	20,0	1,37	91,9	2,02	8,40
7,5	75	5	9	3	7,39	39,5	2,31	62,8	2,91	16,4	1,49	69,7	2,02	5,80
		6			8,78	46,6	2,30	73,9	2,90	19,3	1,48	83,9	2,06	6,89
		7			10,1	53,3	2,30	84,6	2,89	22,1	1,48	97,8	2,10	7,93
		8			11,5	59,8	2,28	94,9	2,87	24,8	1,47	113	2,15	9,03
		9			12,8	66,1	2,27	105	2,86	27,5	1,47	127	2,18	10,0
8	80	5,5	9	3	8,63	52,7	2,47	83,6	3,11	21,8	1,59	93,3	2,17	6,77
		6			9,38	57,0	2,47	90,4	3,10	23,5	1,58	102	2,19	7,36
		7			10,8	65,3	2,46	104	3,10	27,0	1,58	119	2,23	8,48
		8			12,3	73,4	2,44	116	3,07	30,3	1,57	137	2,27	9,66
9	90	6	10	3,3	10,6	82,1	2,78	130	3,50	34,0	1,79	145	2,43	8,32
		7			12,3	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,79	169	2,47	9,66
		8			13,9	106	2,76	168	3,49	43,8	1,78	194	2,51	10,9
		9			15,6	118	2,75	186	3,45	48,6	1,77	219	2,55	12,2
10	100	6,5	12	4	12,8	122	3,09	193	3,88	50,7	1,99	214	2,68	10,0
		7			13,8	131	3,08	207	3,87	54,2	1,98	232	2,71	10,8
		8			15,6	147	3,07	233	3,86	60,9	1,98	265	2,75	12,2
		10			19,2	179	3,05	284	3,85	74,1	1,96	333	2,83	15,1
		12			22,8	209	3,03	331	3,81	86,9	1,96	402	2,91	17,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10	100	14	12	4	26,3	237	3,00	375	3,78	99,3	1,94	472	2,99	20,6
		16			29,7	264	2,98	416	3,74	112	1,94	542	3,06	23,3
11	110	7	12	4	15,2	176	3,40	279	4,28	72,7	2,19	309	2,96	11,9
		8			17,2	198	3,39	315	4,28	81,8	2,18	353	3,00	13,5
12,5	125	8	14	4,6	19,7	294	3,86	467	4,87	122	2,49	515	3,36	15,5
		9			22,0	327	3,86	520	4,86	135	2,48	581	3,40	17,3
		10			24,3	360	3,85	571	4,85	149	2,48	649	3,45	19,1
		12			28,9	422	3,82	670	4,81	174	2,45	782	3,53	22,7
		14			33,4	482	3,80	764	4,78	200	2,45	917	3,61	26,2
		16			37,8	539	3,78	853	4,75	224	2,43	1061	3,68	29,7
14	140	9	14	4,6	24,7	466	4,34	739	5,47	192	2,79	819	3,78	19,4
		10			27,3	512	4,33	814	5,46	211	2,78	910	3,82	21,4
		12			32,5	602	4,30	957	5,43	248	2,78	1096	3,90	25,5
16	160	10	16	5,3	31,4	774	4,96	1229	6,26	319	3,19	1355	4,30	24,6
		11			34,4	844	4,95	1341	6,24	348	3,18	1495	4,35	27,0
		12			37,4	913	4,94	1450	6,23	376	3,17	1634	4,39	29,4
		14			43,3	1046	4,91	1662	6,20	431`	3,15	1911	4,47	34,0
		16			49,1	1175	4,89	1866	6,16	485	3,14	2191	4,55	38,5
		18			54,8	1299	4,87	2061	6,13	537	3,13	2472	4,63	43,0
		20			60,4	1419	4,85	2248	6,10	589	3,12	2756	4,70	47,4



Кутики нерівнополичні. ДСТУ 8769:2018

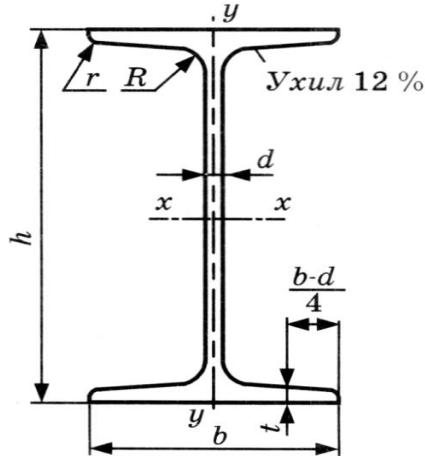


- $B$  – ширина більшої полочки
- $b$  – ширина меншої полочки
- $d$  – товщина полочки
- $R$  – радіус внутрішнього заокруглення
- $r$  – радіус заокруглення полочки
- $I$  – момент інерції
- $i$  – радіус інерції
- $x_0, y_0$  – відстань від центра ваги до зовнішньої грані стінки

№ профілю	Розміри, мм					Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Додаткові величини для осей								Кут нахилу осі, tg $\alpha$	Маса 1 м, кг		
							$x-x$		$y-y$		$x_1-x_1$	$y_1-y_1$	$u-u$	$v-v$			Центр ваги	
	$B$	$b$	$d$	$R$	$r$		$I_x$ , см <sup>4</sup>	$i_x$ , см	$I_y$ , см <sup>4</sup>	$i_y$ , см	$I_{x1}$ , см <sup>4</sup>	$I_{y1}$ , см <sup>4</sup>	$I_u$ , см <sup>4</sup>	$I_v$ , см <sup>4</sup>			$x_0$ , см	$y_0$ , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
6,3 / 4	63	40	4	7,0	2	4,04	16,3	2,01	5,16	1,13	32,9	8,51	3,08	18,4	0,91	2,03	0,397	3,17
			4,98			19,9	2,00	6,26	1,12	41,4	10,8	3,72	22,4	0,95	2,08	0,396	3,91	
			5,90			23,3	1,99	7,28	1,11	49,8	13,1	4,35	26,2	0,99	2,12	0,393	4,63	
			7,68			29,6	1,96	9,15	1,09	66,8	17,9	5,57	33,2	1,07	2,20	0,386	6,03	
7 / 4,5	70	45	5	8	3	5,07	25,3	2,23	8,25	1,28	51,0	13,6	4,86	28,7	1,03	2,25	0,407	3,98
			5,59			27,8	2,23	9,05	1,27	56,9	15,2	5,35	31,5	1,05	2,28	0,406	4,39	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
7,5 / 5	75	50	5	8	3	6,11	34,8	2,39	12,5	1,43	69,7	20,9	7,27	40,0	1,17	2,39	0,436	4,80
			6			7,25	40,9	2,38	14,6	1,42	84,1	25,2	8,46	47,0	1,21	2,44	0,435	5,69
			8			9,47	52,4	2,35	18,5	1,40	113	34,3	10,8	60,1	1,29	2,52	0,430	7,43
8/ 5	80	50	5	8	3	6,36	41,6	2,56	12,7	1,41	84,6	20,8	7,61	46,7	1,13	2,60	0,387	4,99
			6			7,55	49,0	2,55	14,8	1,40	102	25,1	8,81	55,0	1,17	2,65	0,386	5,93
9/ 5,6	90	56	6	9	3	7,86	65,3	2,88	19,7	1,58	132	32,2	11,8	73,2	1,26	2,92	0,384	6,17
			6			8,54	70,6	2,88	21,2	1,58	145	35,2	12,7	79,1	1,28	2,95	0,384	6,10
			8			11,2	90,9	2,85	27,1	1,56	194	47,8	16,3	102	1,36	3,04	0,380	8,79
10/ 6,3	100	63	6	10	3	9,59	98,3	3,20	30,6	1,79	198	49,9	18,2	111	1,42	3,23	0,393	7,53
			7			11,1	113	3,19	35,0	1,78	232	58,7	20,8	127	1,46	3,28	0,392	8,71
			8			12,6	127	3,17	39,2	1,76	266	67,6	23,4	143	1,50	3,32	0,391	9,89
			10			15,5	154	3,15	47,1	1,74	333	85,8	28,3	173	1,58	3,40	0,387	12,2
11/ 7	110	70	7	10	3	11,4	142	3,53	45,6	2,00	286	74,1	27,0	161	1,58	3,55	0,402	8,95
			7			12,3	152	3,52	48,7	1,99	309	80,2	28,8	172	1,60	3,57	0,402	9,66
			8			13,9	172	3,52	54,6	1,98	353	92,0	32,2	194	1,64	3,61	0,400	10,9
12,5 / 8	125	80	7	11	4	14,1	227	4,01	73,7	2,29	454	119	43,3	257	1,80	4,01	0,407	11,1
			8			16,0	256	4,00	83,0	2,28	518	137	48,9	290	1,84	4,05	0,406	12,6
			10			19,7	312	3,98	100	2,25	650	173	58,6	353	1,92	4,14	0,404	15,5
			12			23,4	365	3,95	117	2,24	782	211	69,8	412	2,00	4,22	0,400	18,4
14/ 9	140	90	8	12	4	18,0	364	4,50	120	2,58	727	194	70,4	414	2,03	4,49	0,411	14,1
			10			22,2	444	4,47	146	2,56	910	246	86,1	504	2,12	4,58	0,409	17,4
16/ 10	160	100	9	13	4	22,9	60	5,14	186	2,85	1223	300	110	682	2,23	5,19	0,391	18,0
			10			25,3	667	5,13	204	2,84	1359	336	121	750	2,28	5,23	0,390	19,9
			12			30,0	784	5,11	239	2,82	1633	406	142	881	2,36	5,32	0,388	23,6
			14			34,7	897	5,08	272	2,80	1909	477	163	1006	2,43	5,40	0,385	27,2
18/ 11	180	110	10	14	5	28,3	952	5,80	276	3,12	1930	444	165	1063	2,44	5,88	0,375	22,2
			12			33,7	1123	5,77	324	3,10	2324	538	194	1253	2,52	5,97	0,374	26,5

Двотаври. ДСТУ 8768:2018

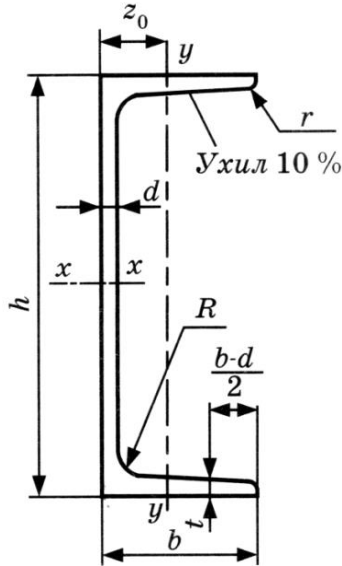


- $h$  – висота двотавра
- $b$  – ширина полицки
- $d$  – товщина стінки
- $t$  – середня товщина полицки
- $R$  – радіус внутрішнього заокруглення
- $r$  – радіус заокруглення полицки
- $I$  – момент інерції
- $W$  – момент опору
- $S$  – статичний момент половини перерізу
- $i$  – радіус інерції

№ про-філю	Розміри, мм						Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Додаткові величини для осей							Маса l пог.м, кг
								$x - x$				$y - y$			
	$h$	$b$	$d$	$t$	$R$	$r$		$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22	9,4
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	11,5
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	13,7
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,70	15,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88	18,4
18a	180	90	5,1	8,3	9,0	3,5	25,4	1430	159	7,50	89,8	114	22,8	2,12	19,9
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	1840	184	8,29	104	115	23,1	2,07	21,0
20a	200	100	5,2	8,6	9,5	4,0	28,9	2030	203	8,38	114	155	28,2	2,32	22,7
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27	24,0
22a	220	110	5,4	8,9	10,0	4,0	32,8	2790	254	9,22	143	206	34,3	2,51	25,7
24	240	120	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	3460	289	10,0	163	198	34,5	2,39	27,3
24a	240	115	5,6	9,8	10,5	4,0	37,5	3800	317	10,1	178	260	41,6	2,63	29,4
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	31,6
27a	270	125	6,0	10,2	11,0	4,5	43,2	5500	407	11,3	229	337	50,0	2,79	33,9
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	36,5
30a	300	135	6,5	10,7	12,0	5,0	49,9	7780	518	12,5	292	436	60,1	2,96	39,2
33	330	145	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	42,2
36	360	140	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	48,6
40	400	155	8,0	13,0	15,0	6,0	71,4	18930	947	16,3	540	666	85,9	3,05	56,0
45	450	160	8,6	14,2	16,0	7,0	83,0	27450	1220	18,2	699	807	101	3,12	65,2
50	500	170	9,5	15,2	17,0	7,0	97,8	39290	1570	20,0	905	1040	122	3,26	76,8
55	550	180	10,3	16,5	18,0	7,0	114	55150	2000	22,0	1150	1350	150	3,44	89,5
60	600	190	11,1	17,8	20,0	8,0	132	75450	2510	23,9	1450	1720	181	3,61	103,6
65	650	200	12,0	19,2	22,0	9,0	153	101400	3120	25,7	1800	2170	217	3,77	120,1
70	700	210	13,0	20,8	24,0	10,0	176	134600	3840	27,7	2230	2730	260	3,94	138,2
70a	700	210	15,0	24,0	24,0	10,0	202	152700	4360	27,5	2550	3240	309	4,00	158,6
706	700	210	17,5	28,2	24,0	10,0	234	175300	5010	27,4	2940	3910	373	4,09	183,7

Швелери. ДСТУ 3436-96



- $h$  – висота швелера
- $b$  – ширина полицки
- $d$  – товщина стінки
- $t$  – середня товщина полицки
- $R$  – радіус внутрішнього заокруглення
- $r$  – радіус заокруглення полицки
- $I$  – момент інерції
- $W$  – момент опору
- $S$  – статичний момент половини перерізу
- $i$  – радіус інерції
- $z_0$  – відстань від осі  $y - y$  до зовнішньої грані стінки

№ профілю	Розміри, мм						Площа перерізу, $\text{см}^2$	Додаткові величини для осей								Маса 1 пог.м, кг	
								$x - x$				$y - y$					$z_0$ , см
	$h$	$b$	$d$	$t$	$R$	$r$		$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
5	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	22,8	9,12	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16	4,84	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
6,5	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,69	1,08	1,24	5,90
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,76	1,19	1,31	7,05
10	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,9	174	34,8	4,00	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	8,56
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,3	304	50,7	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	10,4
14	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,6	491	70,1	5,61	40,8	45,4	11,0	1,71	1,67	12,2
14a	140	62	4,9	8,7	8,0	3,0	17,0	545	77,9	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87	13,3
16	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,80	14,2
16a	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,5	823	103	6,50	59,4	78,8	16,4	2,01	2,00	15,3
18	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,7	1090	121	7,26	69,8	86,0	17,0	2,04	1,94	16,2
18a	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,2	1190	132	7,32	76,1	105	19,9	2,17	2,13	17,4
20	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,4	1520	152	8,06	87,8	113	20,4	2,20	2,07	18,4
20a	200	80	5,2	9,7	9,5	4,0	25,2	1670	167	8,14	95,9	139	24,3	2,35	2,28	19,8
22	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,2	2,38	2,21	21,0
22a	220	87	5,4	10,2	10,0	4,0	28,8	2330	212	8,99	121	187	30,0	2,55	2,46	22,6
24	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,6	2900	242	9,74	139	208	31,6	2,61	2,42	24,0
24a	240	95	5,6	10,7	10,5	4,0	32,9	3180	265	9,83	151	254	37,2	2,78	2,67	25,8
27	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	27,6
30	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,5	5810	387	12,0	224	327	43,7	2,84	2,52	31,8
33	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	36,5
36	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68	41,9

## ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2.
2. ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення.
3. Гомон С.С. Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2016. – 219 с.
4. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Зі Зміною №1.
6. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції / За ред. Ф.Є.Клименка: Підручник. – 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.: 320 іл.
7. С.В.Ротко, О.А.Ужегова, І.В.Задорожнікова. Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій: Навчальний посібник / За редакцією д.т.н., проф. Барашикова А.Я. - Луцьк: РВВ ЛНТУ, 2010. - 355 с.
8. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1.

## ЗМІСТ

	Передмова .....	3
Розділ 1.	<b>Навантаження і впливи</b> .....	4
1.1.	Основні принципи розрахунку .....	4
1.2.	Класифікація навантажень .....	6
1.3.	Сполучення навантажень .....	10
1.4.	Вага конструкцій і ґрунтів .....	11
1.5.	Рівномірно розподілені тимчасові навантаження	14
1.6.	Снігові навантаження .....	18
1.7.	Вітрові навантаження .....	21
Розділ 2.	<b>Конструкції з дерева і пластмас</b> .....	26
2.1.	Загальні відомості про конструкції з дерева і пластмас .....	26
2.2.	Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій ...	30
2.3.	Конструювання з'єднань елементів дерев'яних конструкцій .....	33
2.4.	Суцільні та наскрізні балкові конструкції .....	37
2.5.	Аркові, рамні і змішані дерев'яні конструкції .....	44
Розділ 3.	<b>Металеві конструкції</b> .....	50
3.1.	Загальні відомості про металеві конструкції .....	50
3.2.	Розрахунок елементів сталевих конструкцій .....	54
3.3.	Проектування з'єднань сталевих конструкцій .....	59
Розділ 4.	<b>Кам'яні та армокам'яні конструкції</b> .....	69
4.1.	Матеріали для кам'яних і армокам'яних конструкцій .....	69
4.2.	Види кладок .....	72
4.3.	Міцнісні та деформативні властивості кам'яної кладки .....	72
4.4.	Розрахунок стін з неармованої кам'яної кладки за умови дії вертикальних навантажень .....	77
	Додатки .....	83
	Література .....	103



Конструкції будівель та споруд [текст]: конспект лекцій (частина 1) для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування» галузі знань 19 Архітектура та будівництво (Г Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування денної форми навчання / уклад. О.А.Ужегова, С.О.Ужегов – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 105 с.

Комп'ютерний набір: О.А. Ужегова

Редактор: О.А. Ужегова

Підп. до друку «\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2025 р. Формат 60x84/16. Папір офс.  
Гарнітура Таймс. Ум. друк. арк. 6,56.  
Тираж 50 прим.

Відділ іміджу та промоції  
Луцького національного технічного університету  
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75