

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

**ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ
ТЕРИТОРІЙ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД
В УМОВАХ НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ**

Практикум

Рекомендовано вченою радою НУЦЗ України
(протокол від 29.11.2019 № 3)

Харків 2019

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

**ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ
ТЕРИТОРІЙ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД
В УМОВАХ НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ**

Практикум

Рекомендовано вченою радою НУЦЗ України
(протокол від 29.11.2019 № 3)

Харків 2019

Автори:

- О. В. Васильченко*, кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри наглядово-профілактичної діяльності факультету цивільного захисту НУЦЗ України;
О. В. Савченко, кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, заступник начальника кафедри наглядово-профілактичної діяльності факультету цивільного захисту НУЦЗ України;
Ю. А. Отрош, кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри наглядово-профілактичної діяльності факультету цивільного захисту НУЦЗ України;
О. А. Стельмах, кандидат технічних наук, доцент, заступник начальника науково-методичного центру навчальних закладів сфери цивільного захисту – начальник відділу науково-методичного забезпечення професійної освіти НУЦЗ України;

Рецензенти:

- М. Г. Сур'янінов*, завідувач кафедри будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури, доктор технічних наук, професор ;
С. Л. Фомін, професор кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій Харківського національного університету будівництва та архітектури, доктор технічних наук, професор ;
О. М. Соболев, професор кафедри управління та організації діяльності у сфері цивільного захисту НУЦЗУ, доктор технічних наук, доктор технічних наук, професор .

Рекомендовано вченою радою НУЦЗ України
(протокол від 29.11.2019 № 3)

Васильченко О.В.

Забезпечення інженерного захисту територій, будівель і споруд в умовах надзвичайних ситуацій: практикум / О. В. Васильченко, О. В. Савченко, Ю. А. Отрош, О. А. Стельмах. – Х.: НУЦЗУ, 2019. – 220 с.

У практикумі розглянуто задачі з визначення особливостей застосування захисних інженерних споруд, поведінки будівельних матеріалів та будівельних конструкцій, що працюють під навантаженням як у звичайних умовах експлуатації, так і в умовах впливу різноманітних чинників надзвичайних ситуацій. Докладно розглянуто методи та приклади розв'язання задач з розрахунку: властивостей будівельних матеріалів; будівельних конструкцій під навантаженнями, що діють на них у звичайних умовах; меж вогнестійкості будівельних конструкцій за першим та третім граничними станами; впливу вибуху на будівельні об'єкти; посилення пошкоджених будівельних конструкцій; забезпечення інженерного захисту територій при загрозі впливу чинників надзвичайних ситуацій.

Практикум призначений для здобувачів вищої освіти навчальних закладів ДСНС України, які навчаються за спеціальностями 261 «Пожежна безпека», 263 «Цивільна безпека», а також може використовуватися здобувачами вищої освіти будівельних спеціальностей.

УДК 614.841.332

© О.В. Васильченко, О.В. Савченко,
Ю.А. Отрош, О.А. Стельмах, 2019
©НУЦЗУ, 2019

ЗМІСТ

Вступ	5
Частина 1. Основні властивості будівельних матеріалів	7
1.1 Визначення фізичних властивостей будівельних матеріалів	7
Задача 1.1.1 Визначення фізичних властивостей будівельних матеріалів у захищеному від просочення стані.....	9
Задача 1.1.2 Визначення фізичних властивостей будівельних матеріалів при насиченні рідиною	10
1.2 Визначення механічних властивостей будівельних матеріалів	12
Задача 1.2.1 Визначення міцності цементного бетону при стиску при впливі нагрівання	13
Задача 1.2.2 Визначення міцності силікатного бетону при стиску при впливі нагрівання	15
Задача 1.2.3 Визначення міцності арматурного дроту при впливі нагрівання.....	16
Задача 1.2.4 Побудова діаграми деформацій сталі σ – ϵ	17
1.3 Вогнезахисне просочування деревини.....	19
Задача 1.3.1 Визначення стану деревини за горючістю після просочування під тиском.....	20
Задача 1.3.2 Прогнозування стану деревини за горючістю при вогнезахисному просочуванні.....	21
1.4 Показники пожежної небезпеки будівельних матеріалів	22
Задача 1.4.1 Визначення групи горючості будівельного матеріалу.....	22
Частина 2. Робота будівельних конструкцій під навантаженням в умовах звичайної експлуатації	24
2.1 Розрахунок згинальних конструктивних елементів	24
Задача 2.1.1 Розрахунок багатопустотної залізобетонної плити.....	24
Задача 2.1.2 Розрахунок згинальних металевих елементів нормальної балкової клітки.....	30
Задача 2.1.3 Розрахунок дерев'яної кроквяної ноги	37
2.2 Розрахунок стиснутих конструктивних елементів	42
Задача 2.2.1 Розрахунок збірної залізобетонної колони середнього ряду першого поверху.....	43
Задача 2.2.2 Розрахунок центрально навантаженої металевої колони	49
Задача 2.2.3 Розрахунок стиснутого дерев'яного стояка	56
Частина 3. Робота будівельних конструкцій в умовах пожежі	64
Задача 3.1 Розрахунок часу прогрівання плоскої кам'яної стіни на визначеній глибині до визначеної температури.....	65
Задача 3.2 Визначення межі вогнестійкості плоскої залізобетонної панелі за втратою теплоізолюючої здатності.....	68
Задача 3.3 Визначення межі вогнестійкості залізобетонної плити за втратою несучої здатності при нагріванні знизу	71

Задача 3.4 Розрахунок межі вогнестійкості за втратою несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони	78
Задача 3.5 Визначення межі вогнестійкості металевих конструктивних елементів	84
Задача 3.6 Розрахунок межі вогнестійкості стиснутого дерев'яного стояка.....	89
Частина 4. Вплив вибуху на будівлі та будівельні конструкції.....	93
Задача 4.1 Визначення надмірного тиску та ступеня руйнування будівлі при вибуху конденсованої вибухової речовини	94
Задача 4.2 Визначення впливу повітряного вибуху на стан міської забудови.....	95
Задача 4.3 Визначення надмірного тиску і питомого імпульсу у фронті повітряної ударної хвилі.....	97
Задача 4.4 Визначення небезпечних зон при вибуху ємності з вибуховою речовиною.....	99
Задача 4.5 Визначення ступеня пошкодження приміщення при вибуху в ньому газоповітряної суміші	101
Задача 4.6 Визначення надлишкового об'єму та тиску в замкненому приміщенні при вибуху газоповітряної суміші.....	105
Задача 4.7 Визначення площі легкоскидних конструкцій у виробничому приміщенні.....	108
Частина 5. Відновлення пошкоджених будівельних конструкцій	113
Задача 5.1 Посилення цегляного стовпа, що має тріщини	113
Задача 5.2 Посилення залізобетонної колони, ушкодженої кислотними стоками	116
Задача 5.3 Посилення залізобетонної плити перекриття	120
Задача 5.4 Посилення металевої двотаврової балки, пошкодженої корозією.....	125
Задача 5.5 Посилення металевої стійки, що працює в умовах перевантаження	129
Частина 6. Інженерний захист територій	132
Задача 6.1 Визначення необхідності протизсувних заходів при будівництві об'єктів	132
Задача 6.2 Визначення максимальних витрат від талих вод	134
Задача 6.3 Визначення небезпеки впливу хвилі прориву на споруду ...	141
Задача 6.4 Визначення небезпеки селенебезпечного району	148
Задача 6.5 Визначення параметрів споруд для захисту від землетрусу.....	152
Задача 6.6 Визначення параметрів лавинозапобіжних споруд	159
Задача 6.7 Перевірка основних характеристик сховища цивільного захисту.....	164
Література.....	171
Додатки.....	174

ВСТУП

Будівлі та інженерні споруди використовуються у різних галузях цивільного та промислового будівництва. Також будівельні споруди застосовуються для влаштування інфраструктури та забезпечення інженерного захисту територій при різних надзвичайних ситуаціях. Будівлі та споруди витримують різноманітні силові та несилові навантаження, які негативно впливають на їх несучу здатність та довговічність. Тому вивчення закономірностей поведінки як будівельних конструкцій, так і споруд при дії різних уражальних чинників надзвичайних ситуацій дозволить здобувачам вищої освіти навчальних закладів ДСНС України набути фахової досвідченості при забезпеченні цивільного захисту.

Практикум «Забезпечення інженерного захисту територій, будівель і споруд в умовах надзвичайних ситуацій» призначений для здобувачів вищої освіти навчальних закладів ДСНС України, які навчаються за спеціальностями 261 «Пожежна безпека», 263 «Цивільна безпека», а також може використовуватися здобувачами вищої освіти будівельних спеціальностей.

Для практичного засвоєння теоретичних питань дисциплін «Будівлі і споруди та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій» та «Інженерний захист населення і територій» розглянуто задачі з визначення особливостей застосування захисних інженерних споруд, поведінки будівельних матеріалів та будівельних конструкцій, що працюють під навантаженням як у звичайних умовах експлуатації, так і в умовах впливу різноманітних чинників надзвичайних ситуацій. Докладно розглянуто методи та приклади розв'язання задач з розрахунку: властивостей будівельних матеріалів; будівельних конструкцій під навантаженнями, що діють на них у звичайних умовах; меж вогнестійкості будівельних конструкцій за першим та третім граничними станами; впливу вибуху на будівельні об'єкти; посилення пошкоджених будівельних конструкцій; забезпечення інженерного захисту територій при загрозі впливу чинників надзвичайних ситуацій.

Метою видання є практичне відпрацювання теоретичних знань здобувачами вищої освіти – майбутніми фахівцями з пожежної та цивільної безпеки та охорони праці щодо поведінки будівельних конструкцій та інженерних споруд при впливі на них уражальних чинників надзвичайних ситуацій і формування практичних навичок з їх розрахунку. У практикумі приділено увагу питанням роботи будівельних конструкцій з різних матеріалів під навантаженням у звичайних умовах; поводження та роботи будівельних конструкцій в умовах пожежі; поводження та роботи будівельних конструкцій в умовах особливих навантажень від вибуху; посилення будівельних конструкцій, що зазнали ушкодження; захисту територій від небезпечних чинників надзвичайних ситуацій за допомогою інженерних споруд.

Текст практикуму підкріплено великою кількістю ілюстрацій, таблиць, прикладами розрахунків та варіантами завдань для самостійної роботи до відповідних задач, що сприяє більш ефективному засвоєнню теоретичного ма-

теріалу. Додатки до основного матеріалу практикуму необхідні для розв'язання задач, формують навички користування табличними даними і також дозволяють самостійно проводити розрахунки стійкості будівельних конструкцій у нормальних умовах та в умовах надзвичайних ситуацій.

Розглянуті у практикумі розрахункові методи дають змогу обґрунтовано проводити аналіз стійкості будівель і споруд та розробляти заходи із попередження виникнення та ліквідації негативних наслідків надзвичайних ситуацій як у будівництві, так і при інженерному захисті територій.

Автори висловлюють щире подяку науково-педагогічним працівникам НУЦЗ України за співпрацю під час підготовки практикуму до видання, а також рецензентам за їх роботу над рукописом та висловлені пропозиції.

ЧАСТИНА 1

ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ

1.1 Визначення фізичних властивостей будівельних матеріалів

Від густини матеріалу у значній мірі залежать його фізичні властивості (механічні, теплотехнічні, акустичні, гідротехнічні). Значення густини матеріалу використовують при розрахунках міцності, пористості, теплопровідності, маси та розміру будівельних конструкцій.

До найважливіших фізичних властивостей будівельних матеріалів відносяться: істинна та середня густина, пористість та пустотність, водопоглинання і водонасичення, морозостійкість.

Істинна густина (ρ) – маса одиниці об'єму сухого матеріалу в абсолютно щільному стані

$$\rho = \frac{m}{V_A}, \quad [\text{кг/м}^3], \quad (1.1.1)$$

де m – маса зразка сухого матеріалу, кг; V_A – об'єм зразка матеріалу в абсолютно щільному стані, м³.

Для визначення істинної густини матеріалу його зразок подрібнюють до порохоподібного стану. Мета цієї процедури полягає в ліквідації майже усіх пор і пустот. Сумарний об'єм порошинок наближається до об'єму зразка в абсолютно щільному стані. Цей об'єм відповідає об'єму рідини (наприклад, води, керосину тощо), що витискається подрібненим матеріалом. Істинну густину визначають за співвідношенням

$$\rho = \frac{P_p}{V_p}, \quad (1.1.2)$$

де P_p – вага зразка сухого матеріалу до або після подрібнювання (при статичних випробуваннях маса зразка ототожнюється з його вагою), кг; V_p – об'єм рідини, витисненої подрібненим матеріалом, м³.

Середня густина (ρ_m) – маса одиниці об'єму сухого матеріалу у природному стані з порами та щілинами.

$$\rho_m = \frac{m}{V_O} = \frac{P_{dr}}{V_O}, \quad [\text{кг/м}^3], \quad (1.1.3)$$

де P_{dr} – вага зразка сухого матеріалу, кг; V_O – об'єм зразка матеріалу у природному стані, м³.

Для визначення середньої густини матеріалу на прикладі зразка неправильної форми використовується *метод гідростатичного зважування*. Зразок матеріалу неправильної форми спочатку зважують на повітрі, а потім – при зануренні в ємність із рідиною (на вагах Архімеда, рис. 1.1.1).

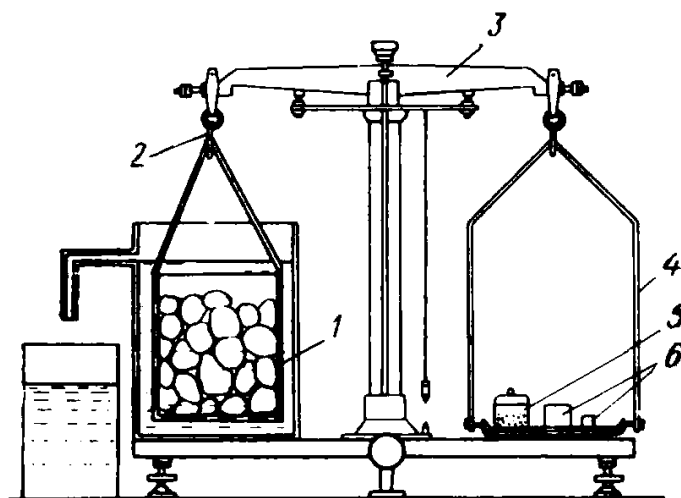


Рисунок 1.1.1 – Приклад гідростатичного зважування на вагах Архімеда

У випадку, коли зразок захищений від просочування, середня густина матеріалу визначається за формулою (без урахування ваги захисної плівки):

$$\rho_m = \frac{P_{dr} \cdot \rho_w}{P_{dr} - P_{gsd}}, \quad (1.1.4)$$

де P_{gsd} – вага зразка, захищеного від просочування, при гідростатичному зважуванні у рідині, кг; ρ_w – густина рідини, кг/м³.

У випадку, коли зразок не захищений від просочування, для визначення середньої густини матеріалу його спочатку зважують у сухому стані на повітрі, потім – у просоченому стані при зануренні в ємність з рідиною (на вагах Архімеда), і втретє – у просоченому стані на повітрі. У цьому випадку середня густина матеріалу визначається за формулою:

$$\rho_m = \frac{P_{dr} \cdot \rho_w}{P_w - P_{gsw}}, \quad (1.1.5)$$

де P_w – вага просоченого рідиною зразка при зважуванні на повітрі, кг; P_{gsw} – вага просоченого рідиною зразка при гідростатичному зважуванні, кг.

Пористість (П) – це ступінь насиченості матеріалу повітряними включеннями у вигляді пор. Пористість виражають у частках або у відсотках від об'єму матеріалу. Знаючи істинну та середню густина матеріалу, можна розрахувати його пористість.

$$\Pi = \left(1 - \frac{\rho_m}{\rho} \right) \cdot 100 \text{ [\%]}. \quad (1.1.6)$$

Водопоглинання (B) – це здатність матеріалу вбирати та затримувати в собі воду. Розрізняють водопоглинання за масою (B_m) – воно оцінюється як відношення кількості увібраної вологи, що міститься в матеріалі, до маси матеріалу в абсолютно сухому стані:

$$B_m = \frac{P_w - P_{dr}}{P_{dr}} \cdot 100 \text{ [%]}. \quad (1.1.7)$$

Водопоглинання можна розраховувати і по відношенню до об'єму матеріалу (B_V), виражаючи завдяки цьому ступінь заповнення цього матеріалу водою.

$$B_V = \frac{(P_w - P_{dr}) \cdot \rho_w}{P_w - P_{gsw}} \cdot 100 \text{ [%]}. \quad (1.1.8)$$

Мета розв'язання задач: ознайомитися з методом визначення фізичних властивостей будівельних матеріалів, отримати знання про вплив макроструктури матеріалу на показники його істинної та середньої густини.

Послідовність розв'язання подібних задач:

1. Визначення істинної щільності матеріалу;
2. Визначення об'єму зразка матеріалу у природному стані;
3. Визначення середньої щільності матеріалу;
4. Визначення пористості матеріалу;
5. Визначення водопоглинання за масою та об'ємом.

Задача 1.1.1

Визначення фізичних властивостей будівельних матеріалів у захищеному від просочення стані

Визначити істинну та середню густину матеріалу та його пористість, якщо при занурюванні $P_p = 90$ г цього матеріалу у тонкоподрібненому виді в об'ємір він витиснув $V_p = 30 \text{ см}^3$ рідини. Вага сухого зразка неправильної форми з цього матеріалу склала $P_{dr} = 60$ г, а при зважуванні у рідині (на вагах Архімеда) у захищеному від просочення стані $P_{gs} = 20$ г. Густину рідини та числові значення вимірів надано у таблиці відповідно до варіанта (густина води $\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$).

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення істинної щільності матеріалу:

$$\rho = \frac{P_p}{V_p} = \frac{90}{30} = 3 \text{ г/см}^3.$$

2. Визначення об'єму зразка матеріалу у природному стані через гідростатичне зважування на вагах Архімеда. Розрахункова формула складається за методом рівноваги сил:

$$P_{gsd} = P_{dr} - P_{Ar} = P_{dr} - \rho_w V_0 = 60 - 1 \cdot 40 = 20 \text{ г},$$

де P_{Ar} – Архімедова сила (що виштовхує).

$$V_0 = \frac{P_{dr} - P_{gsd}}{\rho_w} = \frac{60 - 20}{1} = 40 \text{ см}^3.$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

3. Визначення середньої щільності матеріалу:

$$\rho_m = \frac{P_{dr}}{V_0} = \frac{P_{dr} \rho_w}{P_{dr} - P_{gsd}} = \frac{60 \cdot 1}{60 - 20} = 1,5 \text{ г/см}^3.$$

4. Визначення пористості матеріалу:

$$\Pi = \left(1 - \frac{\rho_m}{\rho}\right) \cdot 100\% = \left[1 - \frac{P_{dr} \rho_w}{(P_{dr} - P_{gsd}) \cdot \rho}\right] \cdot 100\% = \left[1 - \frac{60 \cdot 1}{(60 - 20) \cdot 3}\right] \cdot 100\% = 50\%.$$

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.1:

Варіант	$\rho_w, \text{г/см}^3$	$P_p, \text{г}$	$V_p, \text{см}^3$	$P_{dr}, \text{г}$	$P_{gsd}, \text{г}$
1	1	45	16	75	49
2	1	30	7	45	30
3	0,8	50	15	110	95
4	1	75	20	180	65
5	0,8	50	15	110	50
6	1	75	20	180	100
7	0,8	50	30	150	110
8	1	75	10	200	170
9	0,8	50	30	150	140
10	1	75	10	200	65

Задача 1.1.2

Визначення фізичних властивостей будівельних матеріалів при насиченні рідиною

Визначити істинну та середню густину матеріалу, його пористість, водопоглинання за масою та об'ємом, якщо при зануренні $P_p = 90$ г цього мате-

ріалу в тонкоподрібненому виді в об'ємомір він витиснив $V_p = 30 \text{ см}^3$ рідини. Вага сухого зразка неправильної форми з даного матеріалу склала $P_{dr} = 100 \text{ г}$. Вага цього ж зразка після насичення рідиною протягом доби при зважуванні на повітрі склала $P_w = 120 \text{ г}$, а при зважуванні у рідині (на вагах Архімеда) – $P_{gsw} = 80 \text{ г}$. Густина рідини та числові значення вимірів надано у таблиці відповідно до варіанта (густина води $\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$).

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення істинної щільності матеріалу:

$$\rho = \frac{P_p}{V_p} = \frac{90}{30} = 3 \text{ г/см}^3.$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Визначення об'єму зразка матеріалу у природному стані через зважування просоченого рідиною зразка послідовно на повітрі та на вагах Архімеда. Розрахункова формула складається за методом рівноваги сил:

$$P_{gsw} = P_{dr} - P_{Ar} = P_{dr} - \rho_w (V_0 - V_{wp}).$$

З цієї формули випливає:

$$V_0 = \frac{P_{dr} - P_{gsw} + \rho_w \cdot V_{wp}}{\rho_w} = \frac{P_{dr} - P_{gsw} + P_w - P_{dr}}{\rho_w} = \frac{P_w - P_{gsw}}{\rho_w} = \frac{120 - 80}{1} = 40 \text{ см}^3.$$

3. Визначення середньої щільності матеріалу:

$$\rho_m = \frac{P_{dr}}{V_0} = \frac{P_{dr} \cdot \rho_w}{P_w - P_{gsw}} = \frac{100 \cdot 1}{120 - 80} = 2,5 \text{ г/см}^3.$$

4. Визначення пористості матеріалу:

$$\Pi = \left(1 - \frac{\rho_m}{\rho}\right) \cdot 100\% = \left[1 - \frac{P_{dr} \cdot \rho_w}{(P_w - P_{gsw}) \cdot \rho}\right] \cdot 100\% = \left[1 - \frac{100 \cdot 1}{(120 - 80) \cdot 3}\right] \cdot 100\% = 83\%$$

5. Визначення водопоглинання за масою та об'ємом:

$$B_m = \frac{P_w - P_{dr}}{P_{dr}} \cdot 100\% = \frac{120 - 100}{100} \cdot 100\% = 20\%;$$

$$B_v = \frac{(P_w - P_{dr}) \cdot \rho_w}{P_w - P_{gsw}} \cdot 100\% = \frac{(120 - 100) \cdot 1}{120 - 80} \cdot 100\% = 50\%.$$

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.1.2:

Варіант	$\rho_w, \text{г/см}^3$	$P_p, \text{г}$	$V_p, \text{см}^3$	$P_{dr}, \text{г}$	$P_w, \text{г}$	$P_{gsw}, \text{г}$
1	1	50	20	50	60	10
2	0,8	50	20	50	90	10
3	1	100	60	100	150	50
4	0,8	100	60	100	220	30
5	1	75	20	150	190	130
6	0,8	50	40	100	250	35
7	1	75	20	150	250	90
8	0,8	50	40	100	120	85
9	1	100	25	150	155	145
10	1	100	25	150	195	110

1.2 Визначення механічних властивостей будівельних матеріалів

Механічні властивості характеризують здатність матеріалу опиратися силовим та іншим напруженням без руйнування. Найважливішою механічною властивістю, що характеризує якість матеріалів, є *міцність*. Міцність матеріалів характеризують межею опору (границею міцності) при стиску, розтягненні, згині та інших навантаженнях, тобто умовною напругою, що відповідає найменшому зусиллю, яке викликає руйнування зразка матеріалу. Практично границю міцності визначають шляхом руйнування (навантаження) стандартних зразків на спеціальних приладах (пресах або розривних машинах).

При випробуванні на гідравлічному приладі (пресі) зразка матеріалу на стиск чи розтяг напруження у зразку утворюється за рахунок ходу поршня преса під впливом тиску мастила. Тиск мастила в системі p_p реєструється манометром. Сила Q , з якою поршень діє на зразок, визначається за формулою:

$$Q = p_p \cdot F, \quad (1.2.1)$$

де F – площа робочої грані поршня преса.

Звідси напруження у зразку σ , яке вимірюється відношенням сили (навантаження) до площі перерізу зразка перпендикулярно дії сили, визначається за формулою:

$$\sigma = \frac{Q}{A} = \frac{p_p \cdot F}{A}, \quad (1.2.2)$$

де A – площа перерізу зразка.

Максимальне напруження σ_{max} , при якому починається руйнування зразка матеріалу (що відповідає межі опору цього матеріалу R), можна визначити через показання манометра:

$$\sigma_{max} \equiv R = \frac{p_p \cdot F}{A}. \quad (1.2.3)$$

Оскільки межа опору матеріалу залежить від температури, можна побудувати таку залежність графічно. За отриманим графіком можна графоаналітичним методом знайти критичну температуру, виходячи з того, що

$$\sigma_a = \frac{R_{20}}{k_e}, \quad (1.2.4)$$

де σ_a – напруга в матеріалі від нормативних навантажень; R_{20} – нормативна межа опору матеріалу при 20 °С; k_e – коефіцієнт вичерпання несучої здатності матеріалу.

Мета розв’язання задач: ознайомитися з методом визначення механічних властивостей будівельних матеріалів, отримати розуміння про вплив температури матеріалу на показники його міцності.

Послідовність розв’язання подібних задач:

1. Визначення відношення площі робочої грані поршня преса до площі перерізу зразка;
2. Визначення за показниками манометра преса межі опору матеріалу при різних температурах;
3. Побудова графіка залежності межі опору матеріалу від температури;
4. Визначення критичної температури матеріалу за обраним коефіцієнтом вичерпання несучої здатності.

Задача 1.2.1

Визначення міцності цементного бетону при стиску при впливі нагрівання

При визначенні міцності бетону при стиску нагріті до різних температур кубічні зразки з ребром $a = 0,15$ м руйнували на пресі. Значення температури T і руйнуючого тиску за показанням манометра p_p наведені у таблиці. Площа робочої грані поршня преса $F = 0,009$ м². Побудувати графік зміни межі міцності бетону від температури. Визначити критичну температуру бетону, коли коефіцієнт вичерпання несучої здатності для нього $k_e = 2,0$.

$T, \text{ К}$	293	473	673	873	1073
$p_p, \text{ МПа}$	30	40	44	25	10

Приклад розв’язання задачі

1. Визначення відношення площі робочої грані поршня преса до площі перерізу зразка.

$$A = a^2 = 0,15^2 = 0,0225 \text{ м};$$

$$\frac{F}{A} = \frac{0,009}{0,0225} = 0,4.$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

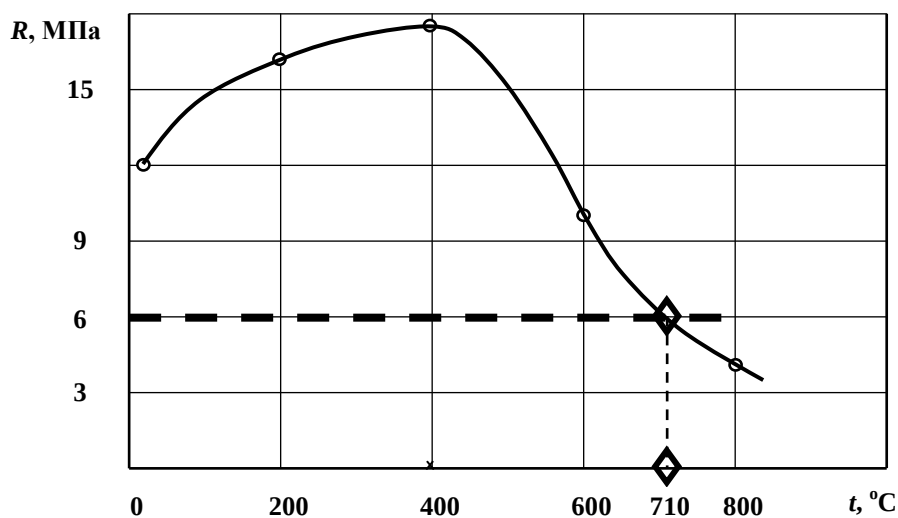
2. Визначення межі опору бетону при різних температурах за показниками манометра преса:

$$R = \frac{p_p \cdot F}{A} = p_p \cdot 0,4 \text{ МПа}.$$

Результати розрахунків зведені у таблицю:

$t, ^\circ\text{C}$	20	200	400	600	800
$R, \text{МПа}$	12	16	17,6	10	4

3. Побудова графіка залежності межі опору бетону від температури.



4. Визначення графоаналітичним методом критичної температури бетону за обраним коефіцієнтом вичерпання несучої здатності.

$$\sigma_a = \frac{R_{20}}{k_e} = \frac{12}{2,0} = 6 \text{ МПа}.$$

Точка перетину кривої графіка залежності межі опору бетону від температури та рівня допустимого напруження бетону відповідає критичній температурі зазначеного бетону.

Висновок. Критична температура бетону за обраним коефіцієнтом вичерпання несучої здатності дорівнює $t_k = 710 ^\circ\text{C}$.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.2.1:

Варі- ант	Ребро зразка	T, K	293	473	673	873	1073
1	$a = 0,1$ м	p_p , МПа	45	60	47	24	14
2	$a = 0,15$ м	p_p , МПа	58	73	75	48	12
3	$a = 0,15$ м	p_p , МПа	66	84	88	58	22
4	$a = 0,1$ м	p_p , МПа	35	45	45	18	13
5	$a = 0,1$ м	p_p , МПа	70	88	90	21	15
6	$a = 0,15$ м	p_p , МПа	22	28	25	10	1
7	$a = 0,1$ м	p_p , МПа	100	121	115	40	21
8	$a = 0,15$ м	p_p , МПа	120	138	141	95	20
9	$a = 0,15$ м	p_p , МПа	140	176	180	145	30
10	$a = 0,15$ м	p_p , МПа	160	181	174	120	32

Задача 1.2.2

Визначення міцності силікатного бетону при стиску при впливі нагрівання

При визначенні міцності силікатного бетону при стиску нагріті до різних температур зразки у вигляді пустих циліндрів із зовнішнім діаметром $d_2 = 7,5$ см і внутрішнім $d_1 = 2,5$ см руйнували на пресі. Значення температури T і руйнуючого тиску за показанням манометра p_p наведені у таблиці. Площа робочої грані поршня преса $F = 0,008$ м². Побудувати графік зміни межі міцності силікатного бетону від температури та пояснити характер отриманої залежності. Визначити критичну температуру силікатного бетону, коли коефіцієнт вичерпання несучої здатності для нього $k_e = 2,0$.

T, K	293	473	673	873	1073
p_p , кПа	8	12	10	6	1

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення відношення площі робочої грані поршня преса до площі перерізу циліндричного зразка:

$$A = \frac{\pi \cdot d_2^2}{4} - \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} = \frac{\pi}{4} (0,075^2 - 0,025^2) \approx 0,004 \text{ м}^2;$$

$$\frac{F}{A} = \frac{0,008}{0,004} = 2.$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Визначення за показниками манометра преса межі опору силікатного бетону за різних температур.

$$R = \frac{p_p \cdot F}{A} = p_p \cdot 2 \text{ МПа.}$$

$t, ^\circ\text{C}$	20	200	400	600	800
$R, \text{МПа}$	16	24	20	12	2

3. Побудова графіка залежності межі опору силікатного бетону від температури та визначення графоаналітичним методом його критичної температури за обраним коефіцієнтом вичерпання несучої здатності виконується як у задачі 1.2.1.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.2.2:

Варіант	T, K	293	473	673	873	1073
1	$p_p, \text{МПа}$	15	20	16	10	2
2	$p_p, \text{МПа}$	25	31	28	10	1
3	$p_p, \text{МПа}$	30	38	35	22	3
4	$p_p, \text{МПа}$	40	55	49	38	8
5	$p_p, \text{МПа}$	45	64	54	42	9
6	$p_p, \text{МПа}$	50	73	66	47	12
7	$p_p, \text{МПа}$	60	85	78	56	14
8	$p_p, \text{МПа}$	70	102	91	64	16
9	$p_p, \text{МПа}$	80	118	105	76	20
10	$p_p, \text{МПа}$	90	140	125	89	23

Задача 1.2.3

Визначення міцності арматурного дроту при впливі нагрівання

При визначенні тимчасового опору розриву нагріті до різних температур зразки арматурного дроту діаметром $d = 5,05 \text{ мм}$ випробовували на розривній машині. Значення температури зразків T і руйнуючого стиску за показанням манометра p_p наведені в таблиці. Площа робочої грані поршня преса $F = 0,001 \text{ м}^2$. Побудувати графік зміни тимчасового опору розриву сталі від температури і пояснити характер отриманої залежності. Визначити критичну температуру сталі, коли коефіцієнт вичерпання несучої здатності для неї $k_e = 1,6$.

T, K	293	373	473	573	773	973
$p_p, \text{МПа}$	10	12	11	8	4	0,2

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення відношення площі робочої грані поршня преса до площі перерізу арматурного дроту циліндричного зразка, визначення за показниками манометра преса межі опору сталевому арматурному дроту при різних температурах, побудова графіка залежності межі опору арматурного дроту від температури та визначення графоаналітичним методом його критичної температури за обраним коефіцієнтом вичерпання несучої здатності виконується як у задачі 1.2.1.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.2.3:

Варіант	T, K	293	373	473	573	773	973
1	$p_p, \text{МПа}$	12,5	13,5	13,0	11,3	6,1	0,2
2	$p_p, \text{МПа}$	15,6	17,6	16,1	13,4	9,2	0,3
3	$p_p, \text{МПа}$	13,4	12,9	11,9	10,2	4,0	0,2
4	$p_p, \text{МПа}$	9,5	10,4	9,9	9,1	2,4	0,15
5	$p_p, \text{МПа}$	14,3	14,1	13,6	9,2	3,3	0,2
6	$p_p, \text{МПа}$	16,5	17,0	16,8	13,2	3,6	0,4
7	$p_p, \text{МПа}$	18,0	18,2	17,9	16,9	9,1	0,9
8	$p_p, \text{МПа}$	20,5	20,3	20,0	19,5	17,5	1,4
9	$p_p, \text{МПа}$	22,0	21,5	21,0	20,0	15,5	1,9
10	$p_p, \text{МПа}$	17,0	17,2	17,0	15,9	9,8	1,2

Задача 1.2.4

Побудова діаграми деформацій сталі σ – ϵ

При випробуванні на розривній машині стрижневих зразків сталі діаметром $d = 5,05$ мм одержано показники відносної деформації ϵ у характерних точках, відповідно до прикладеної сили Q . Результати наведено у таблиці.

За отриманими даними побудувати діаграму деформацій сталі σ – ϵ , пояснити характер графіка і визначити модуль пружності E .

Характерні точки діаграми σ – ϵ	Прикладена сила $Q, \text{кН}$	Відносна деформація $\epsilon, \%$	Напруга $\sigma, \text{МПа}$
Межа пропорційності ($\sigma_{\text{п}}$)	7,4	0,04	370
Межа пружності ($\sigma_{0,05}$)	7,6	0,05	380
Межа текучості ($\sigma_{\text{т}}$)	8,0	0,2	400
Межа міцності ($\sigma_{\text{в}}$)	9,2	0,4	460
Розрив (σ)	6,0	0,6	300

Примітка. Табличні значення характерних точок відповідають: $\sigma_{\text{п}}$ – межі пропорційності; $\sigma_{0,05}$ – межі пружності; $\sigma_{\text{т}}$ – межі текучості; $\sigma_{\text{в}}$ – межі тимчасового опору розриву; σ – напрузі, за якої відбувається розрив зразка.

Мета розв’язання задачі: ознайомитися з методом побудови діаграми залежності напруження від відносної деформації (σ – ϵ), отримати розуміння про вплив складу сталі на показники її міцності та пружності.

Застосування тієї чи іншої марки сталі визначається, перш за все, механічними властивостями, такими як міцність, пружність, пластичність, твердість, крихкість. Випробування на розтягнення здійснюють, руйнуючи спеціальні зразки на розривних машинах. Результати випробувань подають у вигляді діаграми залежності напруження від відносної деформації (діаграма σ – ϵ), приклад якої наведений на рис. 1.2.1.

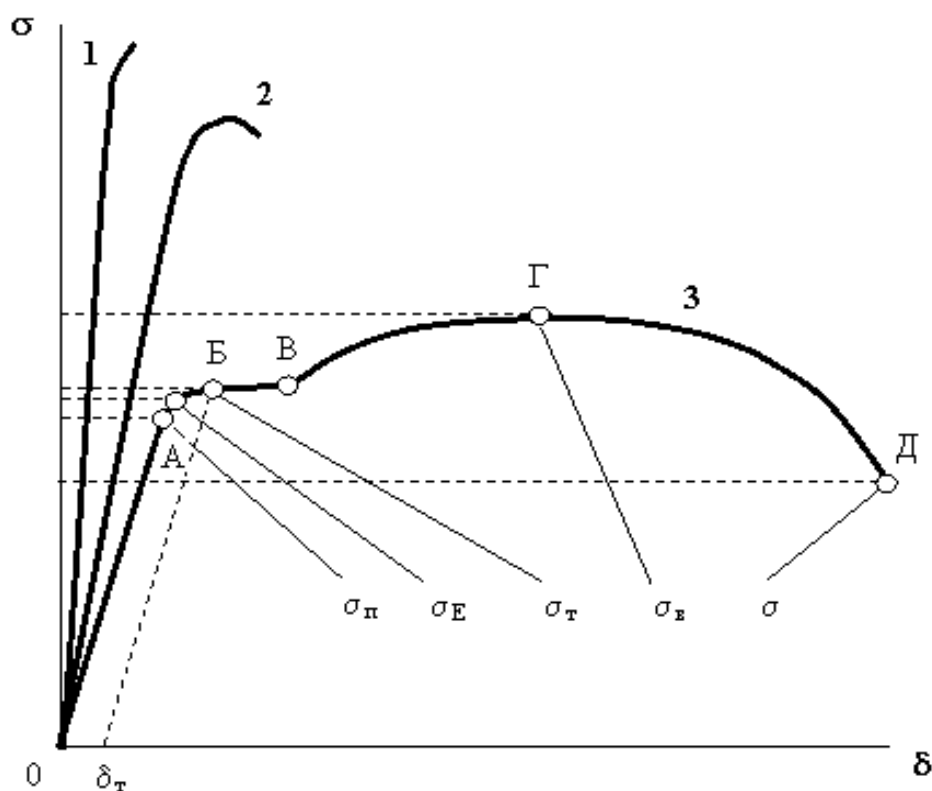


Рисунок 1.2.1 – Діаграма розтягнення сталі:

1 – крихка сталь, 2 – пружна сталь, 3 – пластична сталь ($\sigma_{\text{п}}$ – межа пропорційності; $\sigma_{\text{Е}}$ – межа пружності; $\sigma_{\text{т}}$ – межа текучості; $\sigma_{\text{в}}$ – межа міцності; σ – напруга розриву; $\delta_{\text{т}}$ – залишкове подовження межі текучості)

На діаграмі розтягнення розрізняють характерні точки, за наявністю та розташуванням яких можна судити про властивості сталі. Чим більше нахил прямої ділянки (ОА), тим м'якша сталь.

Здатність матеріалу опиратися пружній зміні форми і розміру при прикладенні зовнішніх сил характеризує модуль пружності (E). Його визначають з відношення:

$$\sigma = \varepsilon E, \quad (1.2.5)$$

де σ – напруга, МПа; ε – відносна деформація; E – модуль пружності, МПа.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення площі перерізу зразка:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,00505^2}{4} = 0,00002 \text{ м}^2.$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Визначення напруги зразка сталі у характерних точках за формулою:

$$\sigma_i = \frac{Q_i}{A}$$

та внесення отриманих даних у таблицю.

3. Побудова діаграми σ – ϵ за отриманими даними на прикладі рис. 1.2.1.

4. Модуль пружності E визначення з відношення (1.2.5):

$$E = \frac{\sigma_{\Pi}}{\epsilon_{\Pi}} = \frac{370}{0,0004} = 925000 \text{ МПа.}$$

Висновок. За отриманою діаграмою σ – ϵ зразок відноситься до маловуглецевої м'якої сталі з модулем пружності $E = 925000$ МПа.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.2.4:

Варіант	Діаметр d , мм	Зусилля та відносна деформація	σ_{Π}	$\sigma_{0,05}$	σ_T	σ_B	σ
1	5	Q , кН	9,8	11,2	12,6	13,2	11,7
		ϵ , %	0,02	0,03	0,1	0,15	0,2
2	5	Q , кН	7,6	8,3	8,9	10,4	7,3
		ϵ , %	0,04	0,05	0,2	0,4	0,8
3	5	Q , кН	5,2	6,2	7,4	10,2	5,7
		ϵ , %	0,05	0,07	0,25	0,5	0,9
4	5	Q , кН	6,4	6,8	7,2	8,8	4,8
		ϵ , %	0,04	0,05	0,2	0,4	0,8
5	10	Q , кН	29,8	31,2	32,6	33,2	31,7
		ϵ , %	0,02	0,03	0,1	0,15	0,2
6	10	Q , кН	27,6	28,3	28,9	30,4	27,3
		ϵ , %	0,04	0,05	0,2	0,4	0,8
7	10	Q , кН	15,2	16,2	17,4	20,2	15,7
		ϵ , %	0,05	0,07	0,25	0,5	0,9
8	10	Q , кН	26,4	26,8	27,2	28,8	24,8
		ϵ , %	0,04	0,05	0,2	0,4	0,8
9	8	Q , кН	23,8	25,2	26,6	27,2	25,7
		ϵ , %	0,02	0,03	0,1	0,15	0,2
10	8	Q , кН	21,4	21,8	22,2	23,8	19,8
		ϵ , %	0,04	0,05	0,2	0,4	0,8

1.3 Вогнезахисне просочування деревини

Вогнезахисне просочування розчинами *антипіренів* або полімерів може надати деревині негорючих властивостей і при короткому, і при тривалому впливі джерела запалювання. Суть просочування виражається у створенні в капілярній системі (і на клітинному рівні) деревини після висушування соля-

ного шару, який заважає розкладенню целюлози і лігніну та чинить опір дифузії палих газів, що утворилися при піролізі, до поверхні.

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методами контролю процесу вогнезахисного просочування деревини антипіренами.

Послідовність розв'язання подібних задач:

1. Визначення кількості усмоктаного сольового розчину;
2. Визначення кількості антипірену в усмоктаному сольовому розчині;
3. Визначення питомої кількості антипірену.

Задача 1.3.1

Визначення стану деревини за горючістю після просочування під тиском

До якого стану за горючістю переведено деревину внаслідок глибокого просочування під тиском, якщо до просочування деревина об'ємом $V = 8 \text{ м}^3$ важила $P_1 = 4000 \text{ кг}$, а після просочування, вивантаження з автоклаву та сушки – $P_2 = 4600 \text{ кг}$. Гранична концентрація антипірену, яка забезпечує досягнення важкогорючого стану, становить $a_N = 66 \text{ кг/м}^3$.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення кількості антипірену в усмоктаному сольовому розчині.

$$\Delta P = P_2 - P_1 = 4600 - 4000 = 600 \text{ кг.}$$

2. Визначення питомої кількості антипірену.

$$a = \frac{\Delta P}{V} = \frac{600}{8} = 75 \text{ кг/м}^3.$$

Висновок. Питома кількість антипірену більше граничної концентрації ($a = 75 \text{ кг/м}^3 > a_N = 66 \text{ кг/м}^3$), тому можна вважати, що деревину переведено до важкогорючого стану.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.3.1:

Варіант	$V, \text{ м}^3$	$P_1, \text{ кг}$	$P_2, \text{ кг}$
1	7	3500	3980
2	10	5000	5650
3	8	4200	4750
4	5	2400	2700
5	15	8000	8800
6	20	10100	11360
7	50	26100	29000
8	25	13000	14800
9	100	51000	57600
10	70	34500	48500

Задача 1.3.2

Прогнозування стану деревини за горючістю при вогнезахисному просочуванні

До глибокого просочування під тиском деревина об'ємом $V(\text{м}^3)$ важила P_1 (кг), а після просочування і вивантаження з автоклаву – P_2 (кг). Концентрація солей в просочувальному розчині c (%). Чи переводить зазначений вид вогнезахисту деревину до групи важкогорючих матеріалів, коли гранична концентрація антипірену, яка забезпечує такий стан становить $a_N = 66 \text{ кг/м}^3$?

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення кількості усмоктаного сольового розчину:

$$\Delta P = P_2 - P_1 = 4600 - 4000 = 600 \text{ кг.}$$

2. Визначення кількості антипірену в усмоктаному сольовому розчині:

$$K = \frac{\Delta P \cdot c}{100} = \frac{990 \cdot 20}{100} = 198 \text{ кг.}$$

3. Визначення питомої кількості антипірену:

$$a = \frac{K}{V} = \frac{198}{3} = 66 \text{ кг/м}^3.$$

Висновок. Питома кількість антипірену дорівнює граничній концентрації ($a = 66 \text{ кг/м}^3 = a_N = 66 \text{ кг/м}^3$), тому можна вважати, що деревину переведено до важкогорючого стану.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.3.2:

Варіант	$V, \text{м}^3$	$P_1, \text{кг}$	$P_2, \text{кг}$	$c, \%$
1	7	3500	5810	20
2	10	5000	8000	20
3	8	4200	6500	25
4	5	2400	3700	25
5	15	8000	10500	15
6	20	10100	13500	20
7	50	26100	30000	25
8	25	13000	18000	20
9	100	51000	78000	18
10	70	34500	52000	20

1.4 Показники пожежної небезпеки будівельних матеріалів

Важливіші властивості, що характеризують здатність матеріалів до виникнення і поширення пожежі, встановлено стандартом «ДБН В.1.1-7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва». До показників пожежної небезпеки матеріалів віднесено:

- горючість;
- займистість;
- здатність до поширення полум'я;
- димоутворюючу здатність;
- токсичність продуктів згоряння.

Горючість – здатність матеріалів до самостійного горіння, тобто здатність спалахувати, полум'яно чи безполум'яно горіти (тліти), пооширювати горіння. Залежно від параметрів, визначених при випробуванні, матеріали поділяють на чотири групи горючості: **Г1** (низької горючості), **Г2** (помірної горючості), **Г3** (середньої горючості), **Г4** (підвищеної горючості), згідно з табл. 1.4.1.

Таблиця 1.4.1 – Ознаки груп горючості будівельних матеріалів згідно з ДСТУ Б В.2.7-19-95 (ГОСТ 30244-94)

Група горючості матеріалів	Параметри горючості			
	Температура димових газів $t, ^\circ\text{C}$	Ступінь пошкодження за довжиною $S_L, \%$	Ступінь пошкодження за масою $S_m, \%$	Тривалість самостійного горіння $\tau_{\text{ст}}, \text{с}$
Г1	≤ 135	≤ 65	≤ 20	0
Г2	≤ 235	≤ 85	≤ 50	≤ 30
Г3	≤ 450	> 85	≤ 50	≤ 300
Г4	> 450	> 85	> 50	> 300

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методом визначення групи горючості будівельного матеріалу.

Задача 1.4.1

Визначення групи горючості будівельного матеріалу

При випробуванні зразків будівельного матеріалу на установці «Шахтна піч» одержано результати, наведені у таблиці.

Проведіть порівняння з необхідними показниками і зробіть висновок, до якої групи горючості відноситься матеріал.

№ випроб.	Температура димових газів, $^\circ\text{C}$	Час самостійного горіння, с	Ступінь ушкодження, %	
			за масою	за довжиною
1	230	26	32	74
2	232	25	38	76
3	235	30	38	71
4	228	28	30	68

Приклад розв'язання задачі

Аналіз результатів випробування зразків будівельного матеріалу показав, що температура димових газів не перевищує 235 °С, ступінь пошкодження за масою – в межах 20–50 %, ступінь пошкодження за довжиною – в межах 65–85 %, тривалість самостійного горіння не перевищує 30 с.

Висновок. Звертаючи увагу на найгірші дані при випробуваннях та порівнюючи їх із показниками табл. 1.4.1, можна віднести будівельний матеріал до групи горючості Г2.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 1.4.1:

Варіант	№ випробування	Температура димових газів, °С	Час самостійного горіння, с	Ступінь ушкодження, %	
				за масою	за довжиною
1	1	230	26	32	74
	2	232	25	38	76
	3	238	33	38	71
2	1	130	0	10	25
	2	135	0	20	20
	3	133	0	15	30
3	1	350	80	40	58
	2	355	90	35	47
	3	345	86	34	53
4	1	430	230	46	90
	2	420	240	48	88
	3	435	245	50	87
5	1	155	22	35	65
	2	160	25	40	70
	3	165	24	33	60
6	1	435	305	45	83
	2	425	298	48	85
	3	430	300	41	88
7	1	300	190	42	85
	2	320	180	48	87
	3	330	195	45	90
8	1	235	45	50	60
	2	230	50	50	65
	3	240	55	55	70
9	1	120	0	20	50
	2	125	0	15	50
	3	130	0	18	65
10	1	220	28	49	75
	2	230	30	50	65
	3	235	28	45	70

ЧАСТИНА 2

РОБОТА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ В УМОВАХ ЗВИЧАЙНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

2.1 Розрахунок згинальних конструктивних елементів

До згинальних елементів у загальному випадку відносяться несучі горизонтальні та похилі конструктивні елементи будівлі із залізобетону, металу, деревини. Наприклад, такими можуть бути залізобетонні плити і балки, монолітний залізобетонний настил, металеві балки, дерев'яні балки та крокви.

Задача 2.1.1

Розрахунок багатопустотної залізобетонної плити

Розрахувати збірну багатопустотну залізобетонну плиту перекриття каркасної будівлі (рис. 2.1.1.1) за таких умов:

- проліт колон $\ell = 9$ м; крок колон $\ell_1 = 6$ м;
- щільність бетону $\rho_b = 2500$ кг/м³; межа міцності бетону $R_b = 11,5$ МПа;
- межа міцності сталевих арматур $R_s = 365$ МПа.

Постійне нормативне навантаження:

- конструкції покриття підлоги $0,35$ кН/м²;
- утеплювач – шар керамзиту ($\rho = 800$ кг/м³; $h = 0,064$ м);
- цементний розчин ($\rho = 1300$ кг/м³; $h = 0,1$ м);
- гідроізоляція – один шар руберойду ($\rho = 1300$ кг/м³; $h = 0,003$ м);
- цементна стяжка ($\rho = 1300$ кг/м³; $h = 0,1$ м).

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $v = 5,18$ кН/м².

Широке застосування залізобетону в сучасному будівництві обумовлено його довговічністю, високою опірністю статичним і динамічним (у т.ч. сейсмічним) навантаженням, вогнестійкістю, стійкістю проти атмосферних впливів, малими експлуатаційними витратами на утримування будівель і споруд. Переваги залізобетону як конструктивного матеріалу зумовлені тим, що це композитний будівельний матеріал, в якому бетон і сталеві арматури поєднані у монолітне ціле і спільно працюють у конструкції. Бетон має високий опір до стискальних навантажень, але низьку міцність при розтягу. Сталева арматура має високу міцність і при розтягувальних, і при стискальних навантаженнях. У згинальних конструкціях сталеву арматуру розташовують у бетоні так, щоб вона сприймала розтягувальні зусилля, а бетон – стискальні. Таким чином, достоїнства обох матеріалів доповнюють одне одного і при цьому вартість виробу є відносно невеликою.

Метою розрахунків залізобетонних виробів взагалі є підбір:

- геометричних розмірів виробу;
- класу бетону;
- класу, діаметра та особливостей розташування сталевих арматур у виробі.

Геометричні розміри виробів визначають з конструктивних міркувань або за вихідними даними до задачі.

Для збірних залізобетонних виробів рекомендується застосовувати:

– бетон класів В20; В25; В30; В35; В40; В45 і В50 (додаток 17) на крупних заповнювачах фракції не більше 25 мм із гранітного щебеню, вапняного щебеню, керамзиту або на дрібнозернистому піщаному заповнювачі (легкий бетон не вище класу В40);

– робочу арматуру класів А-III $\varnothing 10 \dots 25$ мм; Ат-IIIС $\varnothing 10 \dots 22$ мм; А-IIIв $\varnothing 20 \dots 25$ мм; А-IV $\varnothing 10 \dots 22$ мм; Ат-IVС $\varnothing 10 \dots 25$ мм; Ат-IVК $\varnothing 10 \dots 18$ мм, А-V, Ат-V і Ат-VСК $\varnothing 10 \dots 25$ мм (додаток 24).

Класи арматури і бетону та вид бетону обираються самостійно, а розрахункові опори – з додатків і літератури.

Мета розв’язання задачі: підібрати робочу арматуру в багатопустотній плиті, тобто визначити кількість поздовжніх робочих арматурних стрижнів та їх діаметр.

Послідовність розв’язання задачі.

1. Визначення конструктивної та розрахункової схеми:

- визначення особливостей розташування плити;
- визначення геометричних розмірів плити;
- визначення особливостей роботи плити під навантаженням.

2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об’єктів, що діють у межах *вантажної площі*, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на плиту.

3. Визначення максимального згинального моменту M_m (нормативного та розрахункового).

4. Підбір параметрів перерізу згинального елемента відповідно до M_m .

5. Перевірка розв’язання задачі за 1-м та 2-м граничними станами.

Приклад розв’язання задачі.

1. Визначення геометричних розмірів плити.

Довжина плити $l_{\text{пл}}$ дорівнює кроку колон l_1 . Ширина плити $b_{\text{пл}}$, коли її не задано заздалегідь, приймається як $1/5$ від прольоту:

$$b_{\text{пл}} = \frac{\ell}{5} = \frac{9}{5} = 1,8 \text{ м.} \quad (2.1.1.1)$$

При довжині плити 6 м та менше її товщина приймається $h_{\text{пл}}=0,22$ м, а при довжині плити більше 6 м товщина плити приймається $h_{\text{пл}}=0,3$ м.

Таким чином: $\ell_{\text{пл}}=6$ м; $b_{\text{пл}}=1,8$ м; $h_{\text{пл}}=0,22$ м.

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Визначення об'ємних показників плити.

Загальний об'єм плити:

$$V_{\text{пл}} = h_{\text{пл}} \cdot b_{\text{пл}} \cdot \ell_{\text{пл}} = 0,22 \cdot 1,8 \cdot 6 = 2,38 \text{ м}^3. \quad (2.1.1.2)$$

Кількість порожнин у плиті $n_{\text{пор}}$ (коли це не вказано в умові задачі) визначається за результатами розрахунку та округляється до найближчого меншого цілого значення.

$$n_{\text{пор}} = \frac{b_{\text{пл}}}{S_1} = \frac{1,8}{0,189} = 9,52 \approx 9 \text{ порожнин}, \quad (2.1.1.3)$$

де S_1 – відстань між порожнинами (рис. 2.1.1.2); за товщини плити $h=220$ мм $S_1=189$ мм; за товщини плити $h=300$ мм $S_1=219$ мм.

Приймається $n_{\text{пор}} = 9$.

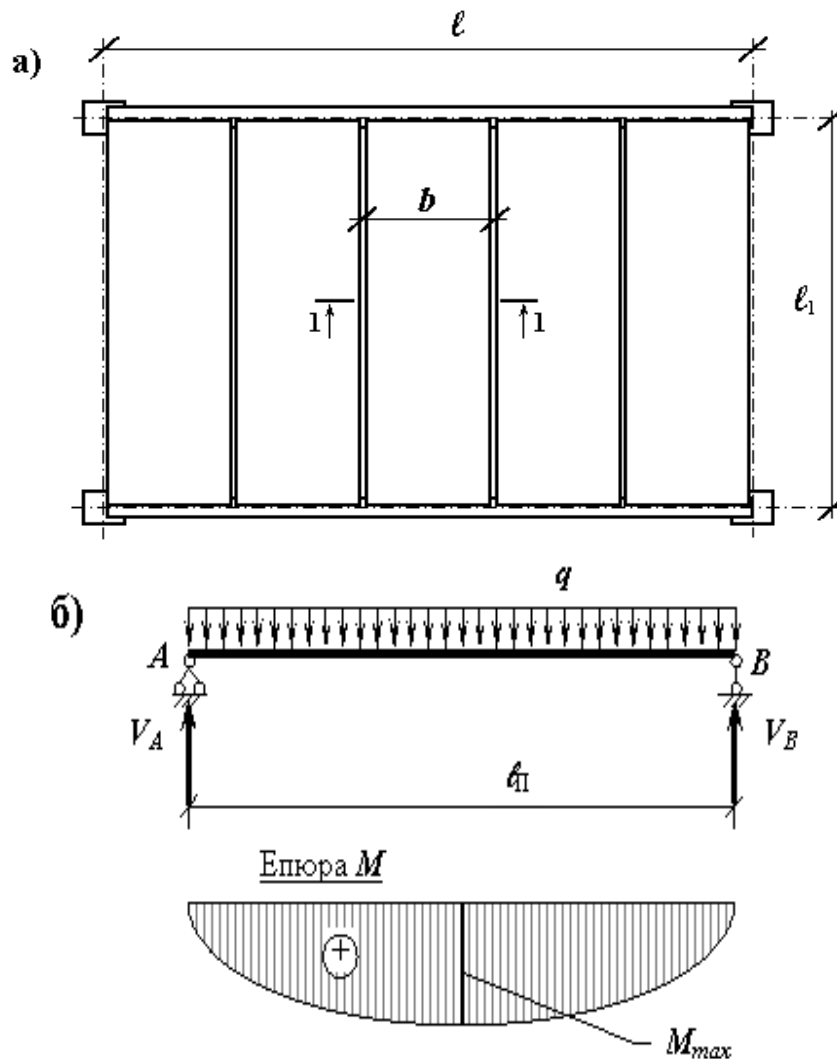


Рисунок 2.1.1.1 – Конструктивна (а) та розрахункова (б) схеми збірної багатопустотної залізобетонної плити перекриття каркасної будівлі

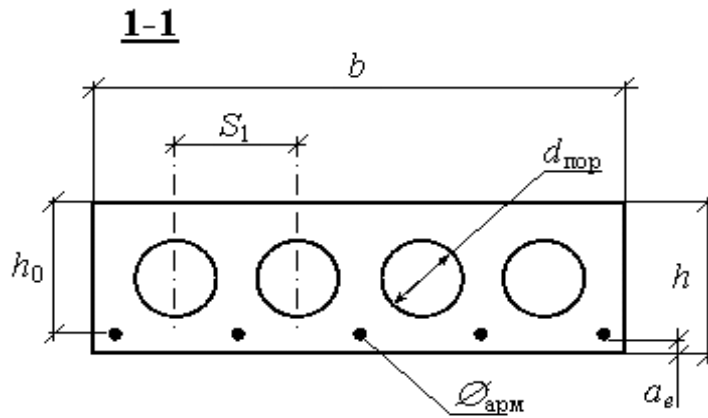


Рисунок 2.1.1.2 – До вибору коефіцієнта S_1 та діаметра порожнини

Об'єм порожнин у плиті:

$$V_{пор} = \frac{\pi \cdot d_{пор}^2}{4} \cdot \ell_{пл} \cdot n_{пор} = \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4} \cdot 6 \cdot 9 = 1,07 \text{ м}^3. \quad (2.1.1.4)$$

де $d_{пор}$ – діаметр порожнин (див. рис. 2.1.1.2); за товщини плити $h=220$ мм $d_{пор}=159$ мм; за товщини плити $h=300$ мм $d_{пор}=189$ мм.

Фактичний об'єм бетону у плиті, з урахуванням наявності порожнин:

$$V_b = V_{пл} - V_{пор} = 2,38 - 1,07 = 1,31 \text{ м}^3. \quad (2.1.1.5)$$

3. Визначення нормативних навантажень.

Маса плити:

$$m_{пл} = V_b \cdot \rho_b = 1,31 \cdot 25 = 32,75 \text{ кН}. \quad (2.1.1.6)$$

Нормативне постійне навантаження від плити $g_{пл}^n$:

$$g_{пл}^n = \frac{m_{пл}}{b_{пл} \cdot \ell_{пл}} = \frac{32,75}{1,8 \cdot 6} = 3,03 \text{ кН/м}^2. \quad (2.1.1.7)$$

4. Визначення навантажень, що діють на плиту, та збір їх у табл. 2.1.1.1.

Нормативні постійні навантаження від елементів підлоги g_i^n визначаються множенням заданої щільності матеріалу елемента підлоги ρ_i на задану товщину шару h_i .

$$g_i^n = \rho_i \cdot h_i. \quad (2.1.1.8)$$

Розрахункові навантаження від елементів підлоги отримують послідовним множенням відповідних нормативних навантажень на коефіцієнти γ_f та γ_n :

$$g_i^p = g_i^n \gamma_f \gamma_n. \quad (2.1.1.9)$$

Таким же чином отримують розрахункові значення від тимчасових нормативних навантажень v_i^n .

Їх значення і сумарні навантаження наведені у таблиці 2.1.1.1.

5. Визначення розрахункової довжини плити (рис. 2.1.1.3).

Розрахункова довжина плити визначається за формулою:

$$\ell_o = \ell_{\text{пл}} - 2 \cdot c_I = 6 - 2 \cdot 0,12 = 5,76 \text{ м}, \quad (2.1.1.10)$$

де $\ell_{\text{пл}}$ – фактична довжина плити (рис. 2.1.1.3); c_I – нормативна глибина спирання плити на ригелі перекриття або на стіни, приймається не менше $c_I = 0,12 \text{ м}$.

Таблиця 2.1.1.1 – Відомість навантажень на збірну багатопустотну плиту

	Види навантажень	Нормативні, кН/м^2	γ_f	γ_n	Розрахункові, кН/м^2
1.	Постійні, g_i				
1.1	Теплоізоляція – керамзит $\rho = 800 \text{ кг/м}^3$, $h = 0,064 \text{ м}$	0,51	1,3	0,95	0,61
1.2	Цементний розчин $\rho = 1300 \text{ кг/м}^3$, $h = 0,1 \text{ м}$	1,3	1,1	0,95	1,36
1.3	Гідроізоляція – один шар руберойду	0,05	1,3	0,95	0,06
1.4	Цементний розчин $\rho = 1300 \text{ кг/м}^3$, $h = 0,1 \text{ м}$	1,3	1,1	0,95	1,36
1.5	Збірна залізобетонна багатопустотна плита	3,03	1,1	0,95	3,17
Усього постійних Σg_i		6,19			6,56
2.	Тимчасові, Σv_i	5,18	1,1	0,95	5,41
Разом постійних та тимчасових, $(\Sigma g_i + \Sigma v_i)$		11,37			11,97

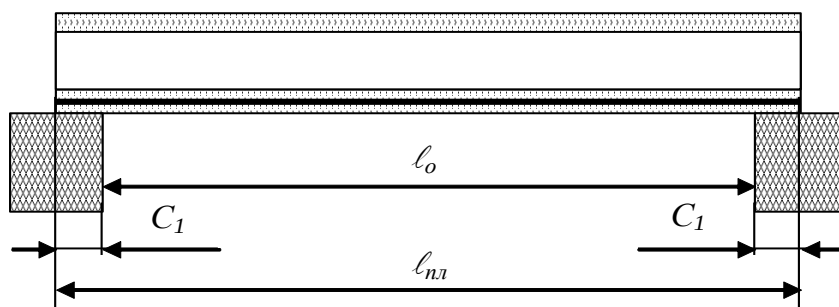


Рисунок 2.1.1.3 – До визначення розрахункової довжини плити

6. Визначення максимального згинального моменту, що виникає у плиті від розрахункових навантажень:

$$M_{\max}^p = \frac{(\Sigma g_i + \Sigma v_i) \cdot b_{\text{ПЛ}} \cdot \ell_o^2}{8} = \frac{11,97 \cdot 1,8 \cdot 5,76^2}{8} = 89,35 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.1.1.11)$$

де $(\Sigma g_i + \Sigma v_i)$ – сумарне розрахункове навантаження від постійних та тимчасових навантажень.

7. Визначення коефіцієнта висоти стиснутої зони бетону α_m , який показує, яку частину складає розрахований момент $M_{\max}$ від моменту, здатного створити руйнівні напруження у стиснутій зоні бетону:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_{\text{ПЛ}} \cdot h_o^2} = \frac{89350}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,195^2} = 0,113, \quad (2.1.1.12)$$

де h_o – корисна товщина плити, $h_o = h_{\text{ПЛ}} - a_e - \frac{d_s}{2}$ м;

де a_e – товщина захисного шару бетону; d_s – діаметр силової арматури.

У багатопустотних плитах приймають: при $h_{\text{ПЛ}} = 0,22$ м; $h_o = 0,195$ м;
при $h_{\text{ПЛ}} = 0,3$ м; $h_o = 0,275$ м.

8. Визначення відносної висоти стиснутої зони бетону ξ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,113} = 0,12. \quad (2.1.1.13)$$

Перевірка адекватності за умовою обмеження висоти стиснутої зони межами товщини полиці багатопустотної плити: $(\xi = 0,039) \leq (\xi_{\max} = 0,2)$.

Умова задовольняється, отже стиснута зона знаходиться в межах полиці багатопустотної плити.

9. Визначення мінімально необхідної сумарної площі арматури, A_s :

$$A_s = \frac{R_b \cdot b_{\text{ПЛ}} \cdot h_o \cdot \xi}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,195 \cdot 0,12}{365 \cdot 10^6} = 0,0013 \text{ м}^2 = 13 \text{ см}^2. \quad (2.1.1.14)$$

Кількість робочих арматурних стрижнів $n_{\text{ст}}$ приймається на 1 більше, ніж кількість порожнин:

$$n_{\text{ст}} = n_{\text{пор}} + 1 = 9 + 1 = 10. \quad (2.1.1.15)$$

За сортаментом арматури (додаток 16) для армування залізобетонної багатопустотної плити обирають 10 стрижнів класу А-III діаметром $\varnothing 14$ загальним перерізом $A_s = 15,39 \text{ см}^2$ (10 $\varnothing 14$ А-III).

Висновок. За розрахунком залізобетонна багатопустотна плита з армуванням 10 $\varnothing 14$ А-III витримує робочі навантаження.

Примітка. Таким же чином, виключивши вплив порожнин, можна розрахувати арматуру суцільної залізобетонної плити або ригеля.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.1.1:

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Проліт колон ℓ , м	6	6	7,2	5,7	6	6	6	8	8	8
Крок колон ℓ_1 , м	6	4,5	5	5	5,5	4	5	7,2	6,6	6
Густина бетону ρ_b , кг/м ³	2300	2300	2450	2300	2450	2300	2300	2500	2500	2450
Межа міцності бетону R_b , МПа	11,5	11,5	14,5	11,5	14,5	11,5	11,5	17	17	14,5
Межа міцності сталевих арматур R_s , МПа	365	355	365	355	365	355	365	490	490	450
Постійні нормативні навантаження g_i :										
– конструкції покриття, кН/м ²	0,35	0,4	0,3	0,35	0,35	0,4	0,35	0,3	0,3	0,35
– товщина цементної стяжки 1 ($\rho = 1900$ кг/м ³) h_{cs1} , м	0,1	0,05	0,08	0,05	0,05	0,07	0,06	0,08	0,05	0,07
– товщина утеплювача (керамзит $\rho = 800$ кг/м ³) h_y , м	0,15	0,15	0,2	0,25	0,15	0,2	0,3	0,15	0,25	0,3
– товщина гідроізоляції (руберойд $\rho_p = 900$ кг/м ³) h_{hi} , м	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
– товщина цементної стяжки 2 ($\rho = 1900$ кг/м ³) h_{cs2} , м	0,1	0,08	0,1	0,12	0,1	0,12	0,1	0,12	0,08	0,1
Тимчасове нормативне навантаження:										
– технологічне v , кН/м ²	5,18	4,5	5	3	6	2,8	2,8	2,9	3,5	4

Задача 2.1.2

Розрахунок згинальних металевих елементів нормальної балкової клітки

Розрахувати металеву нормальну балкову клітку (головні балки та 5 балок настилу у прольоті) за таких умов:

- проліт колон $\ell_{ГБ} = 9$ м; крок колон $\ell_{БН} = 6$ м (рис. 2.1.2.1);
- розрахунковий опір сталі $R_y = 20$ кН/см²; модуль пружності сталі $E = 2,1 \cdot 10^4$ кН/см²;
- коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$;
- коефіцієнт перевантаження $C_1 = 1,12$ (балки настилу), $C_1 = 1$ (головні балки);
- коефіцієнт вигину $\beta = 1,03$ (балки настилу), $\beta = 1,05$ (головні балки).

Сумарне постійне навантаження: нормативне $g^H = 2,81 \text{ кН/см}^2$; розрахункове $g^P = 2,93 \text{ кН/см}^2$.

Сумарне тимчасове навантаження (технологічне): нормативне $v^H = 5,5 \text{ кН/м}^2$; розрахункове $v^P = 6,22 \text{ кН/м}^2$.

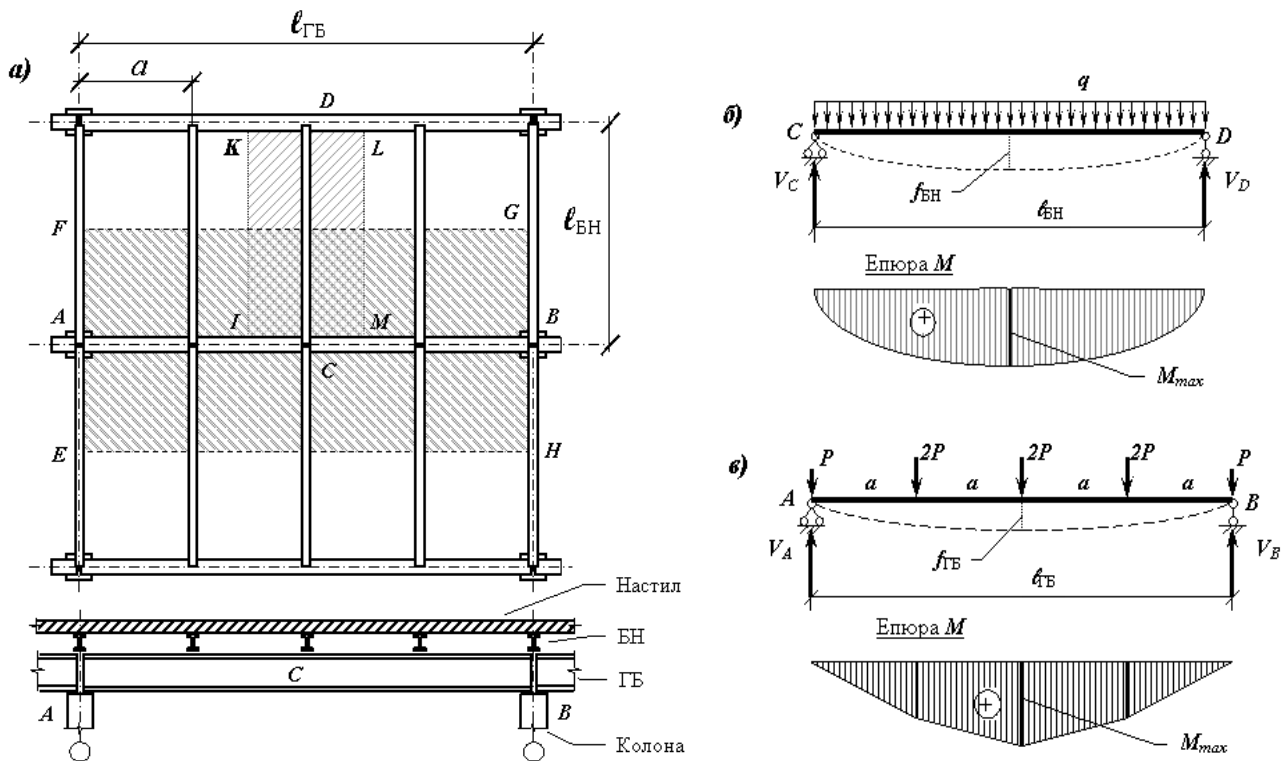


Рисунок 2.1.2.1 – До розрахунку металевої нормальної балкової клітки:

а) конструктивна схема балкової клітки; б) розрахункова схема балки настилу (БН); в) розрахункова схема головної балки (ГБ)

Сталеві балкові конструкції у вигляді системи несучих балок, яка застосовується для сприйняття навантажень від огорожувальних конструкцій перекриття або технологічних майданчиків, називають *балковими клітками*. За способом взаємного спирання балкові клітки поділяють на *спрошені*, *нормальні* та *ускладнені*. В них вертикальні навантаження передаються від настилу на балки настилу і далі, залежно від типу балкової клітки, або на стіни, або на головні балки, або на систему головних та допоміжних балок.

Метою розрахунку сталеві балкової клітки взагалі є підбір конструктивних та механічних характеристик сталевих балок, що її складають, для забезпечення міцності конструкції.

Мета розв'язання задачі – підібрати стандартні прокатні двотаврові профілі для виготовлення балок настилу та головних балок металевої балкової клітки.

Стійкість балкових кліток може бути забезпечена у тому разі, коли буде виконано умови досягнення граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків.

У зв'язку з цим умови стійкості балок формулюються двома співвідношеннями:

$$\sigma_{max} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.1.2.1)$$

$$\left(\frac{f}{\ell} \right)_p \leq \left[\frac{f}{\ell} \right]_{табл}, \quad (2.1.2.2)$$

де σ_{max} – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см^2 ; R_y – розрахунковий опір сталі, кН/см^2 ; γ_c – коефіцієнт умов роботи; f/ℓ – відносний прогин балки.

Розрахунок на міцність при вигині розрізних балок суцільного перерізу, що несуть статичне навантаження, та закріплених від втрати загальної стійкості настилом (у нашому випадку – залізобетонним), виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{C_1 W_x} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.1.2.3)$$

де M_{max} – максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження, $\text{кН}\cdot\text{м}$; W_x – момент опору перерізу балки, см^3 ; C_1 – коефіцієнт, що враховує пластичну роботу сталі під навантаженням.

Виходячи з формули (2.1.2.3), необхідний момент опору перерізу балки за максимальним згинальним моментом отримано за розрахунком:

$$W_{вил} = \frac{M_{max}}{C_1 R_y \gamma_c}. \quad (2.1.2.4)$$

За моментом опору, що вимагається, підбирається ближчий більший номер балки (додатки 14 та 15).

Підібраний опір перерізу балки має бути перевірений за жорсткістю (розрахунок за II групою граничних станів). Для цього визначається прогин балки від нормативного значення навантаження. Відносний прогин балки є мірою її жорсткості. Він не повинен бути більшим за нормативний прогин, що залежить від призначення балки. Наприклад, відповідно до формули (2.1.2.2) встановлено нормативне значення відносного прогину f/ℓ :

а) для конструкцій покриттів:

- головна балка – $1/250=0,004$;
- балка обрешітки – $1/200=0,005$;

б) для конструкцій перекриттів:

– головна балка – $1/400=0,0025$;

– балка настилу – $1/250=0,004$.

Якщо перевірка за формулою (2.1.2.2) не задовольняється, потрібно збільшити переріз балки.

Послідовність розв'язання задачі.

1. Визначення конструктивної та розрахункової схеми.

2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах *вантажної площі*, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на елемент балкової клітки.

3. Визначення максимального згинального моменту M_m (нормативного та розрахункового).

4. Підбір параметрів перерізу згинального елемента відповідно до M_m .

5. Перевірка розв'язання за 1-м та 2-м граничними станами.

Приклад розв'язання задачі

Розрахунок балки настилу та головної балки проводять окремо.

Розрахунок балки настилу CD

Довжина балки настилу приймається рівною кроку колон ℓ_1 . Для розрахунку приймають вантажну площу $IKLM$ з розмірами $\ell_{\text{БН}} \times a$, де a – крок балок настилу, $a = \frac{\ell_{\text{ГБ}}}{4} = \frac{9}{4} = 2,25$ м (рис. 2.1.2.1).

На балку настилу діють навантаження від вищерозташованого залізобетонного настилу, а також від тимчасового нормативного навантаження та елементів підлоги, влаштованої на настилі.

Розрахункову схему балки настилу показано на рис. 2.1.2.1,б: балка, що шарнірно спирається на дві опори (головні балки), навантажена рівномірно розподіленим навантаженням від настилу.

1. Максимальні згинальні моменти $M_{\text{дН}}$ від нормативних та розрахункових навантажень, що виникають у балці настилу, обчислюють за формулами:

$$M_{\text{дН}}^n = \frac{(v^n + g^n) \cdot \beta \cdot a \cdot \ell_{\text{дН}}^2}{8} = \frac{8,31 \cdot 1,03 \cdot 2,25 \cdot 6^2}{8} = 83,57 \text{ кНм};$$

$$M_{\text{дН}}^p = \frac{(v^p + g^p) \cdot \beta \cdot a \cdot \ell_{\text{дН}}^2}{8} = \frac{9,15 \cdot 1,03 \cdot 2,25 \cdot 6^2}{8} = 95,42 \text{ кНм}, \quad (2.1.2.5)$$

де β – коефіцієнт вигину балки настилу, що враховує збільшення згинального моменту при рівномірно розподіленому навантаженні: $\beta = 1,03$.

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Опорні реакції балки настилу від нормативних та розрахункових навантажень $P_{\delta H}^n$ та $P_{\delta H}^p$ визначають відповідно за формулами:

$$\begin{aligned} P_{\delta H}^n &= \frac{(v^n + g^n) \cdot a \cdot \ell_{\delta H}}{2} = \frac{8,31 \cdot 2,25 \cdot 6}{2} = 56,09 \text{ кН}; \\ P_{\delta H}^p &= \frac{(v^p + g^p) \cdot a \cdot \ell_{\delta H}}{2} = \frac{9,15 \cdot 2,25 \cdot 6}{2} = 61,76 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (2.1.2.6)$$

3. Визначення потрібного моменту опору перерізу балки настилу:

$$W_{\text{позп}} = \frac{M_{\delta H}^p}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{9542}{1,12 \cdot 20 \cdot 1} \approx 426 \text{ см}^3, \quad (2.1.2.7)$$

де $M_{\delta H}^p$ – максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень, кН·см.

На базі отриманих даних за сортаментом (додаток 14) попередньо обирають найближче більше значення моменту опору перерізу $W_x = 472 \text{ см}^3$. Йому відповідає двотавр №30 та момент інерції $I = 7080 \text{ см}^4$.

4. Перевірка обраного двотавру на міцність (за 1-м граничним станом) полягає у визначенні напруження в балці настилу і порівнянні його з розрахунковим опором сталі:

$$\sigma = \frac{M_{\delta H}^p}{C_1 W_x} = \frac{9542}{1,12 \cdot 472} = 18,05 \text{ кН/см}^2 \leq 20 \text{ кН/см}^2. \quad (2.1.2.8)$$

Оскільки напруження, що виникають в обраній двотавровій балці, не перевищують розрахункового опору сталі, можна стверджувати, що обраний двотавр № 30 задовольняє умові міцності.

Перевірка обраного двотавру за жорсткістю (за 2-м граничним станом) полягає у визначенні відносного прогину і порівнянні його з нормативним прогином:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{M_{\delta H}^n \ell_1}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{8357 \cdot 600}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 7080} = 0,0034 < 0,004, \quad (2.1.2.9)$$

де $M_{\delta H}^n$ – максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, кН·см; E – модуль пружності сталі, кН/см²; I – момент інерції перерізу, см⁴; ℓ_1 – довжина балки настилу, см.

Оскільки відносний прогин не перевищує нормативного, то умова жорсткості виконується. Остаточню приймається балка настилу з двотавру № 30.

Розрахунок головної балки АВ

Довжина головної балки приймається рівною прольоту $\ell_{ГБ}$. Для розрахунку приймають вантажну площу $EFGH$ з розмірами $\ell_{БН} \times \ell_{ГБ}$. На головну балку діють реакції опор балок настилу.

Розрахункову схему головної балки показано на рис. 2.1.2.1: балка, що вільно лежить на двох опорах (колонах), навантажена системою зосереджених навантажень у місцях обпирання балок настилу (опорними реакціями балок настилу).

5. Опорні реакції головної балки від нормативних та розрахункових навантажень $V_{Г\delta}^n$ та $V_{Г\delta}^p$ можна визначити за формулами, відповідно:

$$V_{Г\delta}^n = 2 \left(\frac{\frac{\ell}{a} \cdot P_{\delta H}^n}{2} \right) = 2 \left(\frac{\frac{9}{2,25} \cdot 56,09}{2} \right) = 224,36 \text{ кН};$$

$$V_{Г\delta}^p = 2 \left(\frac{\frac{\ell}{a} \cdot P_{\delta H}^p}{2} \right) = 2 \left(\frac{\frac{9}{2,25} \cdot 61,76}{2} \right) = 247,04 \text{ кН.} \quad (2.1.2.10)$$

Видно, що $V_{Г\delta} = 4P_{\delta H}$.

6. Максимальний згинальний момент від нормативних та розрахункових навантажень, що виникає у головній балці, розраховують за епюрою моментів. Для приведеної розрахункової схеми він дорівнює:

$$M_{Г\delta}^n = P_{\delta H}^n \ell_{Г\delta} \beta = 56,09 \cdot 9 \cdot 1,05 = 530,04 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{Г\delta}^p = P_{\delta H}^p \ell_{Г\delta} \beta = 61,76 \cdot 9 \cdot 1,05 = 583,62 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.1.2.11)$$

де β – коефіцієнт вигину головної балки, що враховує збільшення згинального моменту при зосереджених навантаженнях: $\beta = 1,05$;

7. Визначення потрібного моменту опору перерізу головної балки:

$$W_{позп} = \frac{M_{Г\delta}^p}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{58362}{1,0 \cdot 20 \cdot 1,0} \approx 2918 \text{ см}^3, \quad (2.1.2.12)$$

де $M_{Г\delta}^p$ – максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень, кН·см.

На базі отриманих даних за сортаментом (додаток 15) попередньо обирають найближче більше значення моменту опору перерізу: $W_x = 2936 \text{ см}^3$. Йому відповідає двотавр № 60Б2 та момент інерції $I = 87640 \text{ см}^4$.

8. Перевірка обраного двотавру на міцність (за 1-м граничним станом) полягає у визначенні напруження в головній балці та порівнянні його з розрахунковим опором сталі:

$$\sigma = \frac{M_{\Gamma\delta}^p}{C_1 W_x} = \frac{58362}{1,0 \cdot 2936} = 19,88 \text{ кН/см}^2 \leq 20 \text{ кН/см}^2. \quad (2.1.2.13)$$

Оскільки напруження, що виникають в обраній двотавровій балці, не перевищують розрахункового опору сталі, можна стверджувати, що обраний двотавр №60Б2 задовольняє умові міцності.

Перевірка обраного двотавру за жорсткістю (за 2-м граничним станом) полягає у визначенні відносного прогину і порівнянні його з нормативним:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{M_{\Gamma\delta}^n \ell}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{53004 \cdot 900}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 87640} = 0,0026 < 0,0025, \quad (2.1.2.14)$$

де $M_{\Gamma\delta}^n$ – максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, кН·см; ℓ – довжина головної балки настилу, см.

Оскільки відносний прогин не перевищує нормативного, то умова жорсткості виконується. Остаточню приймається головна балка з двотавру № 60Б2.

Висновок. Перевірка за 1 та 2-м граничним станом показала, що головні балки з двотавру № 60Б2 та балки настилу з двотавру № 30 забезпечують міцність балкової клітки при робочих навантаженнях.

Примітка. Якщо виявляється, що при перевірці за першим або другим граничним станом напруження або відносний прогин перевищують допустимі значення, то за додатком 14 або 15 обирається наступний профіль за сортаментом і виконуються його перевірки до тих пір, поки умови за двома граничними станами не будуть задовольнятися.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.1.2:

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Проліт колон $\ell_{\Gamma\delta}$, м	6	7	8	7	5	6	9	8	6	8
Крок колон $\ell_{\text{БН}}$, м	3	5	4	3,5	2,5	4	4,5	4	3	5
Розрахунковий опір сталі R_y , кН/см ²	22,5	26	28	26	20	22,5	28	28	22,5	28
Модуль пружності сталі $E \cdot 10^{-5}$, кН/см ²	2,1	2	2	2	2,1	2,1	2	2	2,1	2
Сумарне постійне навантаження:										

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.1.2 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
– нормативне g'' , кН/см ²	3,7	3,8	3,9	4	4,1	4	3,7	3,8	4,1	3,7
– розрахункове g^p , кН/см ²	3,9	4,0	4,1	4,2	4,3	4,2	3,9	4,0	4,3	3,9
Сумарне тимчасове навантаження (технологічне):										
– нормативне v'' , кН/м ²	3,5	3	3	4,3	3,3	2,8	3,3	2,6	3,2	2,8
– розрахункове v^p , кН/м ²	3,6	3,1	3,1	4,5	3,5	2,9	3,5	2,7	3,3	2,9

Задача 2.1.3

Розрахунок дерев'яної кроквяної ноги

Розрахувати дерев'яну крокву квадратного перерізу двосхильного симетричного приставного трипрольотного даху з ухилом 30° (рис. 2.1.3.1) за таких умов:

- проліт між опорами даху $\ell = 9$ м; крок опор $\ell_1 = 6$ м;
- щільність деревини $\rho = 600$ кг/м³;
- розрахунковий опір вигину деревини $R_b = 1,6$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$;
- модуль пружності деревини $E = 10^4$ кН/см²;
- коефіцієнт перевантаження (жорсткості) $C_1 = 1,12$; коефіцієнт вигину $\beta = 0,8$;
- переріз дощок обрешітки $b_p \times h_p = 200 \times 20$ мм;
- відстань між дошками обрешітки $b_n = 200$ мм;
- нормативні навантаження від покрівлі – 0,15 кН/м²;
- нормативні навантаження від гідроізоляції – 0,05 кН/м²;
- тимчасове нормативне навантаження (від снігу) – 0,7 кН/м².

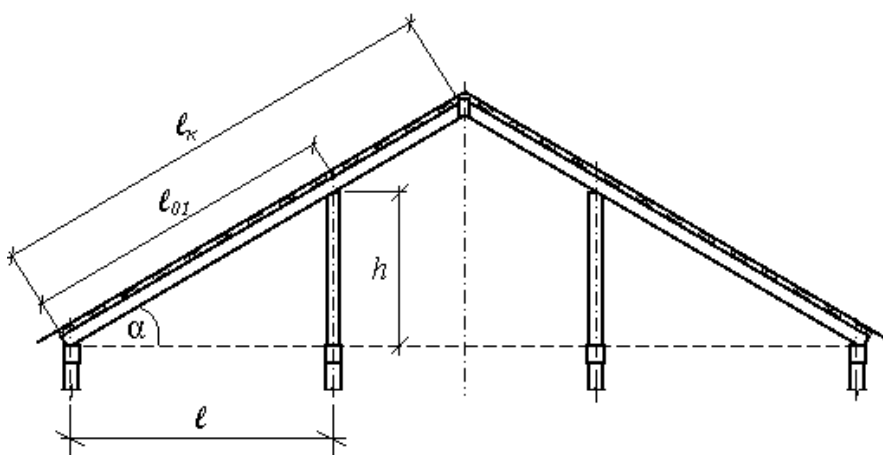


Рисунок 2.1.3.1 – До розрахунку дерев'яної крокви двосхильного приставного даху

У дерев'яних конструкціях згинальні елементи найчастіше зустрічаються у вигляді балок – суцільних і складених, прогонів, настилів, кроквяних ніг

тощо. Балки суцільного перерізу є менш чутливими до дефектів деревини, що дозволяє їх виготовляти з деревини другого сорту. На відміну від сталевих або залізобетонних конструкцій, дерев'яні елементи є більш чутливими до косого вигину внаслідок шаруватої будови деревини. Тому під час розрахунку дерев'яних конструкцій враховуються вплив сколюючих напружень, особливо на опорних ділянках.

Метою розрахунків дерев'яних виробів взагалі є підбір геометричних розмірів виробу та механічних характеристик деревини, що його складає, для забезпечення міцності конструкції.

Мета розв'язання задачі: підібрати стандартний пиляний брус квадратного перерізу для виготовлення кроквяної балки (кроквяної ноги).

Послідовність розв'язання задачі.

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах *вантажної площі*, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на елемент балкової клітки.
3. Визначення максимального згинального моменту M_m (нормативного та розрахункового).
4. Підбір параметрів перерізу згинального елемента відповідно до M_m .
5. Перевірка розв'язання за 1-м та 2-м граничними станами.

Стійкість крокв може бути забезпечена у тому разі, коли будуть виконані умови досягнення граничних станів дерев'яних конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків. У зв'язку з цим умови стійкості формулюються двома нерівностями:

$$\sigma_{max} \leq R_B \gamma_c ; \quad (2.1.3.1)$$

$$\left(\frac{f}{\ell} \right)_p \leq \left[\frac{f}{\ell} \right]_{\text{табл}} , \quad (2.1.3.2)$$

де σ_{max} – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см²; R_B – розрахунковий опір деревини на вигин, кН/см²; γ_c – коефіцієнт умов роботи; f/ℓ – відносний прогин балки.

Розрахунок на міцність при вигині розрізних балок суцільного перерізу, що несуть статичне навантаження, та закріплених від втрати загальної стійкості настилом, проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{C_1 W_x} \leq R_B \gamma_c, \quad (2.1.3.3)$$

де M_{max} – максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження, кНм; W_x – момент опору перерізу елемента, см³, C_1 – коефіцієнт жорсткості, що враховує пружну роботу конструкції.

Виходячи з формули (2.1.3.3), розраховується необхідний момент опору перерізу балки за максимальним згинальним моментом, що отриманий за розрахунком

$$W_x = \frac{M_{max}}{C_1 R_B \gamma_c}. \quad (2.1.3.4)$$

На підставі отриманого моменту опору перерізу, з урахуванням форми перерізу елемента, розраховують ширину пиломатеріалу, визначаючи фактичне значення за сортаментом.

Підібраний за розмірами брус має бути перевірений на міцність (розрахунок за 1-ю групою граничних станів) та жорсткість (розрахунок за 2-ю групою граничних станів). Для цього визначають напруження, які виникають у кроквяній нозі, та її прогин від нормативного значення навантаження. Величина напружень не повинна перевищувати розрахункового опору деревини на вигин. Відносний прогин балки, що є мірою її жорсткості, не повинен перевищувати нормативного, що залежить від призначення балки.

Приклад розв'язання задачі

1. Конструкції покрівлі складаються із кроквяних ніг, обпертих зверху на гребеневий брус, у середній частині – на стиснутий дерев'яний стояк, внизу – на мауерлат. На крокви діють постійні навантаження від покрівлі (шиферу, черепиці, дахового заліза), гідроізоляції (руберойду), обрешітки та тимчасові – від снігу.

Розрахункова схема крокви являє собою статично невизначену двопрольотну нерозрізну балку, що вільно лежить на трьох опорах, навантажену рівномірно розподіленим навантаженням. Причому довжина прольотів є однаковою.

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Загальна довжина кроквяної ноги ℓ_k :

$$\ell_k = \frac{3 \cdot \ell}{2 \cdot \cos 30^\circ} = \frac{3 \cdot 9}{2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}} = 15,6 \text{ м.} \quad (2.1.3.5)$$

3. Розміри вантажної площі $A_{вп}$, з якої на крокву діють навантаження, дорівнюють довжині крокви та кроку стояків, оскільки покрівля є похилою.

Вантажна площа становить:

$$A_{\text{вп}} = \ell_k \times b = 15,6 \times 6 = 93,6 \text{ м}^2. \quad (2.1.3.6)$$

4. Для визначення навантаження від обрешітки розраховується кількість дощок обрешітки n_p , що спираються на крокву, та їх маса m_p :

$$n_p = \frac{\ell_k}{b_p + b_n} = \frac{15,6}{0,2 + 0,2} = 39 \text{ дощок}; \quad (2.1.3.7)$$

$$m_p = b_p \cdot h_p \cdot \ell_1 \cdot \rho \cdot n_p = 0,2 \cdot 0,02 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 39 = 5,62 \text{ кН}. \quad (2.1.3.8)$$

Питоме нормативне навантаження від дощок обрешітки становить:

$$g_p^H = \frac{m_p}{\ell_1 \cdot \ell_k} = \frac{5,62}{6 \cdot 15,6} = 0,06 \text{ кН/м}^2. \quad (2.1.3.9)$$

5. Усі нормативні навантаження, що діють на крокву у межах вантажної площі, визначаються та заносяться до таблиці 2.1.3.1.

6. Враховуючи, що на першому прольоті діятиме більший згинальний момент, розрахунок перерізу балки проводять на вказаній ділянці балки.

Довжина першого прольоту ℓ_{k1} :

$$\ell_{k1} = \frac{\ell}{\cos 30^\circ} = \frac{9 \cdot 2}{\sqrt{3}} = 10,4 \text{ м}. \quad (2.1.3.10)$$

Визначення згинального моменту в першому прольоті:

– від нормативних навантажень:

$$M_H = \frac{\beta \cdot (g_n + v_n) \cdot \ell_1 \cdot \ell_{01}^2 \cdot \cos 30^\circ}{16} = \frac{0,8 \cdot 0,96 \cdot 6 \cdot 10,4^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}}{16} = 26,9 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.1.3.10)$$

– від розрахункових навантажень:

$$M_p = \frac{\beta \cdot (g_p + v_p) \cdot \ell_1 \cdot \ell_{01}^2 \cdot \cos 30^\circ}{16} = \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 6 \cdot 10,4^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}}{16} = 35,13 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (2.1.3.11)$$

7. Визначення потрібного моменту $W_{\text{п}}$ опору перерізу кроквяної ноги:

$$W_{\text{п}} = \frac{M_p}{C_1 \cdot R_B} = \frac{35,13 \cdot 100}{1,12 \cdot 1,6} = 1960 \text{ см}^3, \quad (2.1.3.12)$$

де C_1 – коефіцієнт жорсткості, $C_1 = 1,12$.

Таблиця 2.1.3.1 – Відомість навантажень на дерев'яні конструкції покриття

№ з/п	Види навантажень	Нормативні, кН/м ²	γ_f	γ_n	Розрахункові, кН/м ²
1	Постійні				
1.1	Покрівля (шифер)	0,15	1,3	0,95	0,19
1.2	Гідроізоляція (один шар руберойду)	0,05	1,3	0,95	0,06
1.3	Обрешітка	0,06	1,3	0,95	0,07
	Усього	$g^n = 0,26$			$g^p = 0,32$
2	Тимчасові				
2.1	Снігове	0,7	1,4	0,95	0,93
	Усього	$v^n = 0,7$			$v^p = 0,93$
	Разом постійні та тимчасові ($g + v$)	0,96			1,25

8. Визначення ширини перерізу крокви.

Для прямокутного перерізу момент опору перерізу становить:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad (2.1.3.13)$$

де b та h – відповідно ширина та висота перерізу, см.

Мінімально необхідна ширина пиломатеріалу, враховуючи, що форма перерізу пиломатеріалу – квадрат:

$$b = \sqrt[3]{6 \cdot W} = \sqrt[3]{6 \cdot 1969} = 22 \text{ см.} \quad (2.1.3.14)$$

9. За сортаментом для пиломатеріалів (додаток 13) попередньо обирається брус перерізом 250×250 мм.

Момент опору перерізу за обраним сортаментом, згідно (2.1.3.13):

$$W_T = \frac{b^3}{6} = \frac{25^3}{6} = 2604 \text{ см}^3.$$

Момент інерції перерізу за обраним сортаментом:

$$J_T = \frac{b^4}{12} = \frac{25^4}{12} = 32552 \text{ см}^4. \quad (2.1.3.15)$$

10. Перевірка обраного бруса на міцність (за 1-м граничним станом) – розрахунок напруження, яке виникає у кроквяній нозі, виконують згідно (2.1.3.4) тобто

$$\sigma = \frac{M_p}{C_1 \cdot W_T \gamma_c} = \frac{35,13 \cdot 100}{1,12 \cdot 2604 \cdot 1} = 1,2 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунок показує, що величина напружень є меншою, ніж розрахунковий опір деревини ($\sigma = 1,2 \text{ кН/см}^2 < R_B = 1,6 \text{ кН/см}^2$). Отже, умова міцності виконується.

Перевірка відносного прогину крокви – перевірка обраного бруса за жорсткістю (за 2-м граничним станом). Нормативний прогин крокви становить 1/200.

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_H \cdot \ell_{k1}}{E \cdot J_T} = \frac{5 \cdot 26,9 \cdot 10,4 \cdot 10^4}{48 \cdot 10^4 \cdot 32552} = \frac{1}{1117} < \frac{1}{200}. \quad (2.1.3.16)$$

Враховуючи, що обидві умови виконуються, розрахунок вважається виконаним правильно.

Висновок. Перевірка за 1-м та 2-м граничним станом показала, що обрана за сортаментом кроквяна нога довжиною 15,6 м та перерізом 250×250 мм забезпечує міцність при робочих навантаженнях.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.1.3:

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Проліт між опорами даху ℓ , м	8	6	8	7	6	7	7	8	6	5
Крок опор ℓ_1 , м	4	6	5	5	8	8	7	8	5	5
Щільність деревини ρ , кг/м ³	600	700	600	600	900	900	800	900	600	600
Розрахунковий опір вигину деревини R_B , кН/см ²	6	7	6	6	8	8	8	8	6	6
Відстань між дошками обрешітки b_n , м	0,2	0,15	0,2	0,2	0,1	0,1	0,15	0,1	0,2	0,2
Постійні нормативні навантаження g_i :										
– від покрівлі, кН/м ²	0,15	0,12	0,15	0,17	0,12	0,08	0,09	0,08	0,15	0,5
– від гідроізоляції, кН/м ²	0,008	0,01	0,12	0,12	0,008	0,008	0,01	0,008	0,12	0,12
Тимчасове нормативне навантаження:										
– від снігу, кН/м ²	0,7	0,7	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8

2.2 Розрахунок стиснутих конструктивних елементів

В будівництві конструктивними елементами, що працюють на стиск, є колони, стояки, опори, які витримують вагу вище розташованих конструкцій.

Задача 2.2.1

Розрахунок збірної залізобетонної колони середнього ряду першого поверху

Розрахувати центрально стиснуту збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху 5-поверхової каркасної будівлі за таких умов:

- проліт колон $\ell = 9$ м; крок колон $a = 6$ м; висота поверху $H = 5$ м;
- густина бетону класу В20: $\rho_b = 2500$ кг/м³; межа міцності бетону $R_b = 11,5$ МПа;

- межа міцності сталевих арматур класу А-3 $R_s = 365$ МПа.

Постійне нормативне навантаження:

- конструкції покриття $g_1 = 0,4$ кН/м²;
- залізобетонна монолітна плита настилу $g_2 = 2,8$ кН/м²;
- сталеві головні балки: двотавр № 30;
- сталеві балки настилу: кількість у прольоті $n_{\text{бн}} = 5$; двотавр № 18;
- залізобетонні плити перекриття $g_3 = 4,8$ кН/м²;
- залізобетонні ригелі перерізом $b_p \times h_p = 0,36 \times 0,9$ м;
- залізобетонні колони перерізом $0,3 \times 0,3$ м, армовані 8 поздовжніми стрижнями.

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $v = 4,2$ кН/м².

Конструкції покриття розташовані тільки на покрівлі, залізобетонне монолітне перекриття – на 4-му поверсі, сталеві балкові клітки (головні балки та балки настилу) – на 4 і 5-му поверхах, залізобетонні плити перекриття та ригелі – на 1, 2 та 3-му поверхах. Технологічне навантаження діє на 1–4-му поверхах.

Поперечний переріз типових залізобетонних колон буває квадратним, прямокутним (інколи – круглим або багатограним). Колони квадратного і прямокутного перерізів є найбільш технологічними при виготовленні. При цьому колони перерізом менше 300×300 не виготовляють.

При стиску опір дії зовнішньої сили чинять бетон і несуча сталеві арматура. Арматуру в залізобетонній колоні складають поздовжні та поперечні стрижні, поєднані в єдиний каркас, та побічна арматура.

Поздовжня робоча арматура служить для збільшення несучої здатності елемента (рис. 2.2.1.1). Вона сприймає розтягувальні навантаження при поздовжньому вигині. А також вона служить для зменшення впливу випадкових ексцентриситетів, неоднорідності і повзучості бетону, для сприйняття зусиль при транспортуванні і монтажі елемента.

Поперечна арматура забезпечує жорсткість колони. Вона запобігає місцевій втраті стійкості на відрізок між поперечними стрижнями, не дає "випувчатися" поздовжній арматурі.

Побічна арматура у вигляді спіралей, кілець або зварних сіток перешкоджає поперечному розширенню бетону, підвищуючи його міцність при поздовжньому стисканні, підсилює кінцеві ділянки колони, запобігаючи їх зминанню та розтріскуванню при навантаженні.

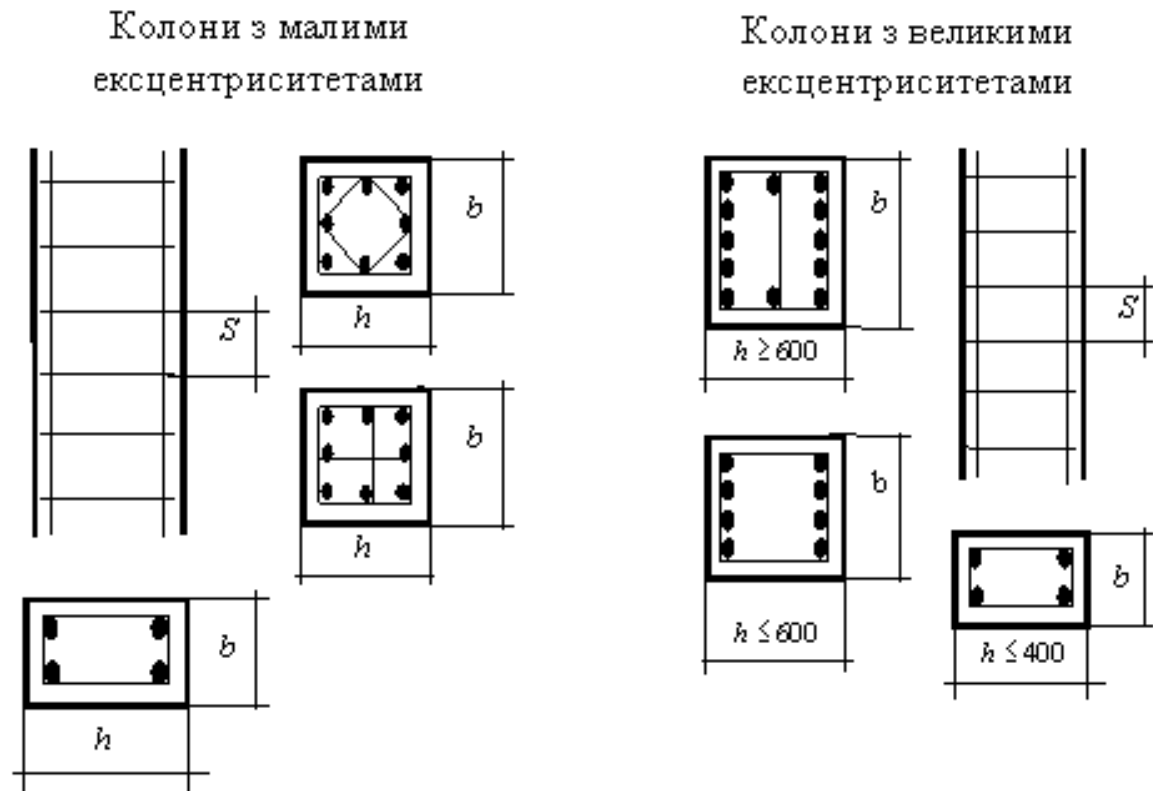


Рисунок 2.2.1.1 – Схеми розташування подовжньої та поперечної арматури у залізобетонних колонах

При стискальних навантаженнях конструктивний елемент зазнає деформації; при цьому в ньому виникають внутрішні напруження. Таким чином утворюється напружено-деформований стан стиснутого елемента. Основні розрахунки базуються на допущенні, що несуча здатність залізобетонної колони дорівнює сумі несучих здатностей бетону і арматури.

Метою розрахунків залізобетонних колон взагалі є підбір:

- геометричних розмірів виробу;
- класу бетону;
- класу, діаметра та особливостей розташування сталевих поздовжньої, поперечної та побічної арматури при утворенні арматурного каркаса у виробі.

Мета розв’язання задачі: підібрати поздовжню робочу арматуру, а також поперечну арматуру, які забезпечують міцність та жорсткість конструкції, тобто визначити кількість поздовжніх робочих арматурних стрижнів та їх діаметр, а також діаметр поперечних стрижнів і відстань між ними.

Послідовність розв’язання задачі.

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об’єктів, що діють у межах *вантажної площі*, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на колону.

3. Визначення гнучкості колони та коефіцієнта поздовжнього вигину.
4. Визначення необхідної площі поздовжньої арматури, виходячи з умов міцності, підбір її сортаменту.
5. Підбір діаметра поперечних стрижнів та відстаней між ними.

Приклад розв'язання задачі

Колони каркасних будівель – складова частина каркаса. Звичайно їх розраховують як позacentровано стиснуті елементи на вплив стискальних поздовжніх сил і згинальних моментів, з урахуванням випадкового ексцентриситету. Але у випадку, коли будівля має несучі кам'яні стіни, незначну гнучкість колон ($\lambda \leq 20$) і приблизно рівномірне симетричне їх навантаження примикаючими ригелями, можна розраховувати колони спрощено – на дію тільки поздовжньої центральної стискальної сили.

Конструктивну схему залізобетонної колони показано на рис. 2.2.1.2. Розрахункова схема колони може бути представлена у вигляді центрально стиснутої стійки із защемленням внизу на рівні верхнього обрізу фундаменту і шарніром на рівні верху перекриття над першим поверхом (рис. 2.2.1.2).

Для підрахунку навантаження, яке припадає на одну окремо взятую колону, визначається **вантажна площа** – умовна площа, в межах горизонтальної проекції якої враховуються усі навантаження від конструкцій та матеріалів, які діють на елемент, що розраховується. Межі **вантажної площі** елемента, що розраховується, визначають таким чином, щоб вони розташовувалися на однаковій відстані від місць обпирання цього елемента та сусідніх подібних елементів. Таким чином, вантажна площа для окремо взятої колони середнього ряду першого поверху 5-поверхової каркасної будівлі буде у плані являти собою прямокутник навколо розташованої в центрі колони з розмірами прольоту та кроку колон (див. рис. 2.2.1.2).

Навантаження на колону від елементів та матеріалів, обмежених границями вантажної площі $ABCD$ (див. рис. 2.2.1.2), розраховуються відповідно до умов задачі.

Границі вантажної площі обмежують половини сталевих головних балок (та залізобетонних ригелів), які з двох боків обпираються на колону. Тому вважають, що у межах вантажної площі колони на кожному поверсі сприймають навантаження від однієї сталевої головної балки (залізобетонного ригеля). Балки настилу з кожного боку вантажної площі належать одночасно двом сусіднім вантажним площам, тому для розрахунку навантаження на головні балки приймають чотири сталевих балки настилу.

Умовою міцності для розв'язання задачі є

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_s A_s), \quad (2.2.1.1)$$

де N – сумарне розрахункове навантаження; φ – коефіцієнт поздовжнього вигину; A_b – переріз колони; A_s – сумарний переріз сталевої арматури.

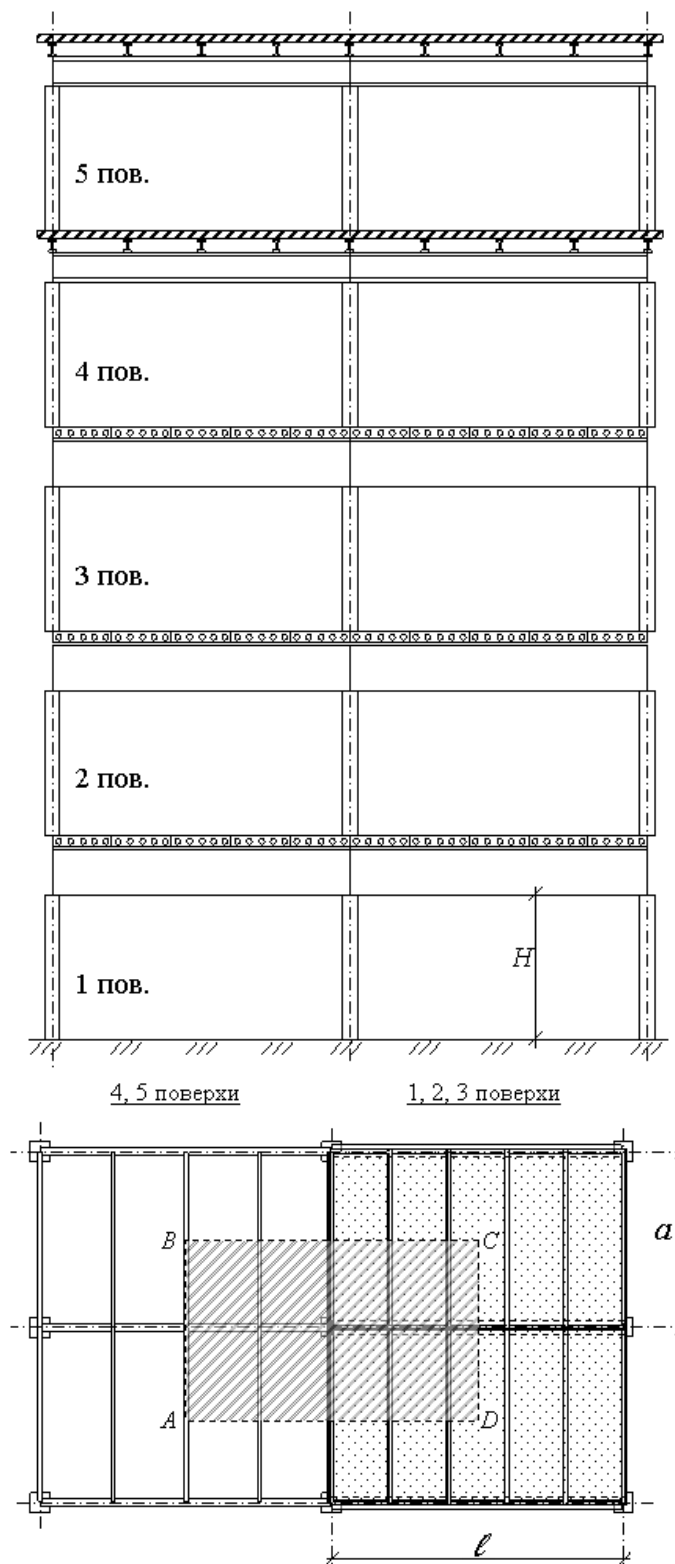


Рисунок 2.2.1.2 – Конструктивна та розрахункова схеми залізобетонної колони каркасної будівлі

1. Навантаження, що діють на колону в межах вантажної площі, визначено та зібрано у табл. 2.2.1.1.

Таблиця 2.2.1.1 – Постійні та тимчасові навантаження, що діють на колону

№ з/п	Вид навантаження	Нормативні навантаження			γ_f	γ_n	Розрахункові навантаження, кН
		Питомі, кН/м ²	З кількості поверхів	З вантажної площі, кН			
	Постійні навантаження g_i :						
1.	Від покриття	0,4	1	$0,4 \cdot 54 = 21,6$	1,3	0,95	26,70
2	Залізобетонні багатопустотні плити	4,8	3	$4,8 \cdot 54 \cdot 3 = 777,6$	1,1	0,95	812,6
3	Залізобетонні ригелі, $b_p \cdot h_p \cdot \ell_p \cdot \rho_b \cdot n_{пов}$	—	3	$0,36 \cdot 0,9 \cdot 9 \cdot 25 \cdot 3 = 219,0$	1,1	0,95	228,8
4	Залізобетонна монолітна плита настилу	2,8	1	$2,8 \cdot 54 = 151,2$	1,1	0,95	158,0
5	Сталеві балки настилу: двотавр № 18, $q_{18} \cdot \ell_{бн} \cdot (n_{бн} - 1) \cdot n_{пов}$	—	2	$0,184 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 2 = 8,8$	1,1	0,95	9,2
6	Сталева головна балка: двотавр № 30, $q_{30} \cdot \ell_{гб} \cdot n_{гб} \cdot n_{пов}$	—	2	$0,365 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 2 = 6,6$	1,1	0,95	6,9
7	Залізобетонні колони, $H \cdot b_k^2 \cdot \rho_b \cdot n_{пов}$	—	5	$5,0 \cdot 0,3^2 \cdot 25 \cdot 5 = 56,25$	1,1	0,95	58,8
	Усього постійних: Σg_i						1301,0
	Тимчасові навантаження v_i :						
8	Технологічне навантаження на 4-х поверхах, Σv_i	4,2	4	$4,2 \cdot 54 = 907,2$	1,2	0,95	1034,2
	Разом постійні та тимчасові, $(\Sigma g_i + \Sigma v_i)$						2335,2

2. В даній задачі за умовою защемлення колони внизу і шарнірного закріплення зверху коефіцієнт гнучкості $\mu = 0,7$ (див. рис. 2.2.1.2), і тоді з відношення

$$\frac{\ell_0}{b_k} = \frac{\mu H}{b} = \frac{0,7 \cdot 5}{0,3} \approx 12 \quad (2.2.1.2)$$

за додатком 9 можна розрахувати коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,96$.

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

3. Розрахунок здійснюється за руйнівними навантаженнями, коли

$$N = \varphi (R_b A_b + R_s A_s), \quad (2.2.1.3)$$

де $N = \Sigma g_i + \Sigma v_i$.

З формули (2.2.1.3) визначають потрібну сумарну площу робочої арматури A_s :

$$A_s = \frac{N - \phi R_b A_b}{\phi R_s} = \frac{2335,2 - 0,96 \cdot 11,5 \cdot 0,09}{0,96 \cdot 365} = 0,0038 \text{ м}^2 = 38 \text{ см}^2. \quad (2.2.1.4)$$

4. За сортаментом арматури (додаток 16) для армування залізобетонної колони обирають 8 стрижнів поздовжньої робочої арматури класу А-III діаметром $\varnothing 25$ загальним перерізом $A_s = 39,27 \text{ см}^2$ (8 $\varnothing 25$ А-III).

5. Поперечна арматура (хомути) колони (див. рис. 2.2.1.1) призначається конструктивно діаметром $1/3-1/4$ від діаметра поздовжньої робочої арматури d_s із кроком не більше $20d_s$ і не більше 400 мм. Приймається

$$\varnothing_{\text{поп}} = \frac{\varnothing_{\text{пр}}}{3} = \frac{25}{3} \approx 8 \text{ мм}. \quad (2.2.1.5)$$

Крок стрижнів поперечної арматури $s=20 \cdot 25=500$ мм, але приймається $s=400$ мм.

Висновок. За розрахунками армування залізобетонної колони подовжньою арматурою 8 $\varnothing 25$ А-III та поперечною арматурою $\varnothing 8$ А-III із кроком 400 мм забезпечує її міцність при робочих навантаженнях.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.2.1:

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Проліт колон ℓ , м	6	7	5,5	7	8	6	7	5	7	8
Крок колон a , м	6	5,5	3,5	7	6	6	7	5	5	4
Висота поверху H , м	4	4,5	5	5	5	3,5	4,5	3,5	4,5	4,5
Густина бетону ρ_b , кг/м ³	2450	2450	2300	2500	2500	2450	2450	2300	2450	2450
Межа міцності бетону R_b , МПа	11,5	14,5	11,5	14,5	14,5	11,5	14,5	11,5	14,5	14,5
межа міцності сталеві арматури R_s , МПа	355	355	355	365	365	490	355	490	355	355
Постійні нормативні навантаження g_i :										
– конструкції покриття g_1 , кН/м ²	0,35	0,4	0,35	0,3	0,3	0,35	0,35	0,4	0,4	0,35
– залізобетонна монолітна плита настилу g_2 , кН/м ²	3,0	3,2	3,0	2,8	2,8	3,2	3,0	3,2	3,0	3,0
– сталеві головні балки: двотавр, №	33	33	22	45	45	33	33	22	27	33
– сталеві балки настилу: двотавр, №	18	18	12	20	20	18	18	18	18	16

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.2.1 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
– залізобетонні плити перекриття g_3 , кН/м ²	5,8	5,8	5,8	6,0	5,8	5,8	6,0	5,8	5,8	5,8
– залізобетонні ригелі перерізом $b_p \times h_p$, м	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,7× 0,28
– залізобетонні колони перерізом $b_k \times h_k$ м, армовані 8 поздовжніми стрижнями	0,3× 0,3	0,4× 0,4	0,45× 0,45	0,5× 0,5	0,5× 0,5	0,3× 0,3	0,4× 0,4	0,3× 0,3	0,4× 0,4	0,4× 0,4
Тимчасове навантаження v_i :										
– технологічне v , кН/м ²	3,5	3,5	4,5	5,5	6	3,5	4,5	5	5	3,5

Задача 2.2.2

Розрахунок центрально навантаженої металевої колони

Розрахувати центрально стиснуту сталеву колону заданого профілю, що розташована в середньому ряді першого поверху 2-поверхової каркасної будівлі (рис. 2.2.2.1), за таких умов:

- проліт колон $\ell = 9$ м; крок колон $\ell_1 = 3$ м; висота поверху $H = 4$ м;
 - щільність бетону $\rho_b = 25$ кН/м³; розрахунковий опір сталі $R_y = 32$ кН/см²;
 - коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,0$; гранична гнучкість колони $\lambda_{гр} = 120$.
- Постійне нормативне навантаження:
- конструкції покриття – $0,4$ кН/м²;
 - залізобетонного монолітного перекриття – $2,8$ кН/м²;
 - сталеві головні балки: двотавр № 33; 5 сталевих балок настилу у прольоті: двотавр № 18;
 - залізобетонні плити перекриття – $5,8$ кН/м²;
 - залізобетонні ригелі перерізом $0,9 \times 0,36$ м.

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне) – $3,5$ кН/м².

Конструкції покриття розташовані на покрівлі, залізобетонна монолітна плита настилу та сталева балкова клітка складають перекриття 2-го поверху, залізобетонні плити перекриття та залізобетонні ригелі складають перекриття 1-го поверху. Технологічне навантаження діє на 2-му поверсі.

Залежно від впливу навантаження на колони останні розділяють на:

- центрально стиснуті колони (стискальну силу або рівнодіючу таких сил прикладено уздовж осі стрижня);
- позацентрово стиснуті колони (до стискальних додаються згинальні сили – від ексцентриситетів поздовжніх сил або від наявності поперечних навантажень).

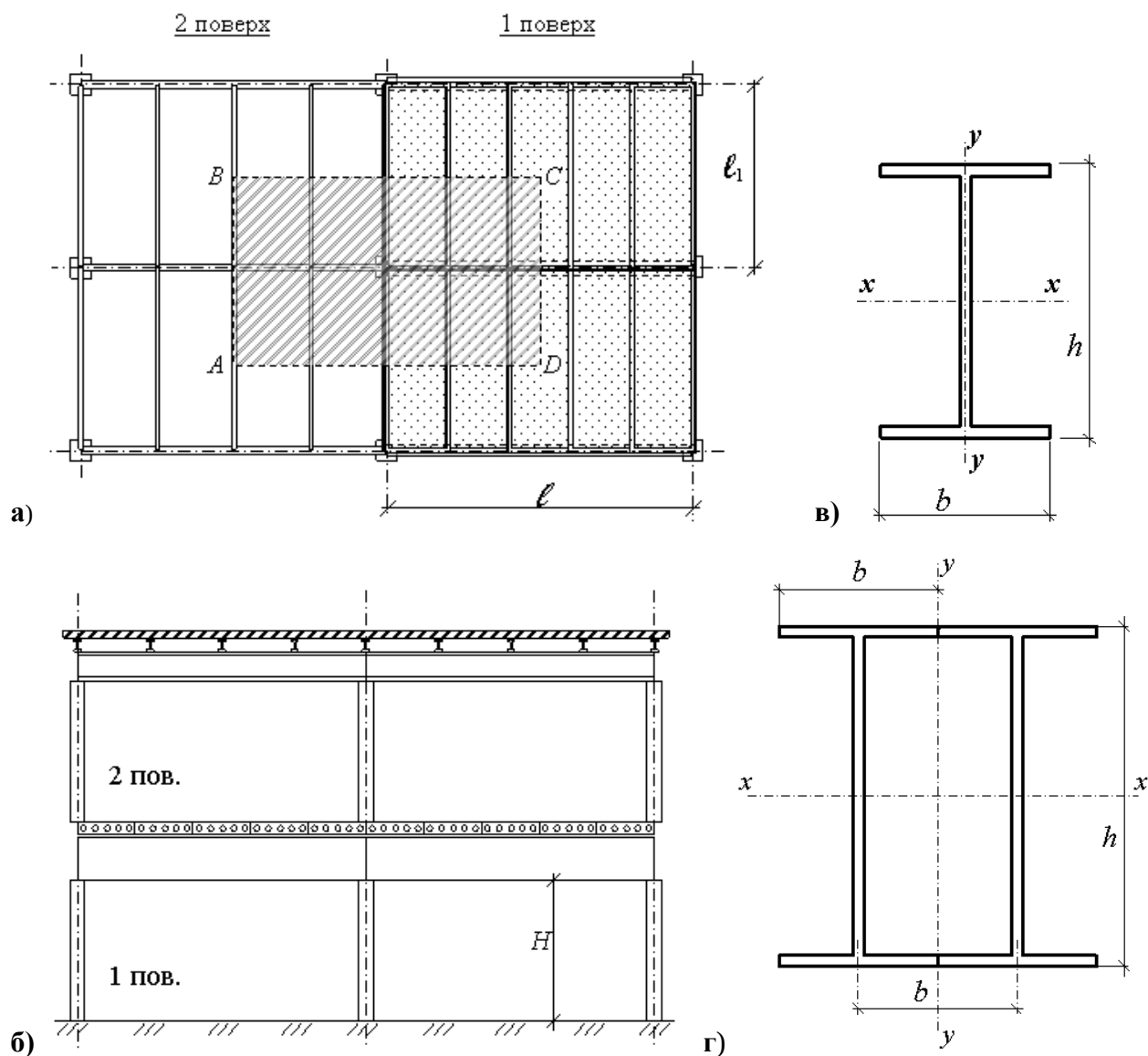


Рисунок 2.2.2.1 – До розрахунку центрально стиснутої сталевій колони:

а) фрагмент плану каркаса; б) розріз будівлі; в) переріз широкополцевого сталевий двотавра; г) переріз коробчастої зварної колони з двох нормальних двотаврів

Центрально стиснутими вважають колони, які працюють у простих умовах і сприймають навантаження від вище лежачих конструкцій, прикладені або безпосередньо до центра перерізу колони, або симетрично відносно осі стрижня. За перерізом такі колони бувають трубчастими зварними або двотавровими з широкими полицями прокатними чи зварними.

При роботі на стиск сталевій колони необхідно, перш за все, забезпечити її стійкість.

Метою розрахунку сталевих колон взагалі є підбір їх конструктивних та механічних характеристик, що забезпечують міцність конструкції при робочих навантаженнях.

Мета розв'язання задачі: підібрати стандартні профілі для виготовлення стиснутої сталевій колони (рис. 2.2.2.1).

Послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах вантажної площі, і знесення їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на колону.
3. Визначення гнучкості колони та коефіцієнта поздовжнього вигину.
4. Визначення необхідної площі профілю, виходячи з умов міцності, підбір його сортаменту.
5. Перевірка розв'язання за 1-м та 2-м граничними станами.

Стійкість центрально стиснутих елементів може бути забезпечена у тому разі, коли буде виконано умови досягнення граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків.

У зв'язку з цим умови стійкості центрально стиснутих елементів формулюються двома умовами:

$$\sigma_{max} \leq R_y \gamma_c; \quad (2.2.2.1)$$

$$\lambda \leq [\lambda_{таб}], \quad (2.2.2.2)$$

де σ_{max} – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см²; R_y – розрахунковий опір сталі, кН/см²; γ_c – коефіцієнт умов роботи; λ – гнучкість стрижня.

Розрахунок стійкості колон, схильних до центрального стиску, виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.2.2.3)$$

де N – стискаюче зусилля, кН; φ – коефіцієнт поздовжнього вигину; A – площа поперечного перерізу конструкції, см².

Коефіцієнт поздовжнього вигину φ або коефіцієнт зниження напруження при подовжньому вигині є функцією гнучкості стрижня.

Гнучкість стрижня є відношенням розрахункової довжини колони ℓ_{lf} до радіуса інерції перерізу i :

$$\lambda = \frac{\ell_{lf}}{i}. \quad (2.2.2.4)$$

Розрахункова довжина колони ℓ_{1f} :

$$\ell_{1f} = \mu H, \quad (2.2.2.5)$$

де H – висота колони, м; μ – коефіцієнт гнучкості, що залежить від умов закріплення країв стрижня.

За розрахунковою схемою обрано колону з шарнірним закріпленням обох країв. В цьому випадку коефіцієнт $\mu = 1$. Взагалі граничне значення гнучкості колони розраховується за формулою:

$$[\lambda] = 180 - 60\alpha, \quad (2.2.2.6)$$

де

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (2.2.2.7)$$

Але для спрощення можна прийняти $[\lambda] = 120$. Таким чином, розрахункова гнучкість колони не повинна перевищувати граничної $\lambda_p \leq 120$.

Підбір перерізу одностійкової колони виконується у такій послідовності:

1. Значення φ приймається згідно з обраним опором металу та граничною гнучкістю за додатком 20. Обирається тип перерізу та розраховується потрібна площа перерізу за формулою:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}. \quad (2.2.2.8)$$

2. За знайденою площею поперечного перерізу A за додатком 15 обирається калібр профілю, у якого площа перерізу є не меншою за розрахункову.

3. Для обраного калібру профілю за додатком 15 знаходять геометричні характеристики: площину поперечного перерізу A_T ; радіуси інерції перерізу відносно осей $x-x$ та $y-y$ – i_x , i_y .

4. Перевірка жорсткості здійснюється за 2-м граничним станом за умовою гнучкості колони відносно осей $x-x$ та $y-y$:

$$\lambda_x = \frac{\ell_{1f,x}}{i_x} \leq 120; \quad \lambda_y = \frac{\ell_{1f,y}}{i_y} \leq 120, \quad (2.2.2.9)$$

де $\ell_{1f,x}$, $\ell_{1f,y}$ – розрахункові довжини колони, рівні її довжині ℓ , м.

5. При невеликих зусиллях у колоні її переріз підбирають за граничною гнучкістю $[\lambda] = 120$. За обраним перерізом визначають мінімальний радіус інерції перерізу i_{min} :

$$i_{min} = \frac{\ell_{1f}}{\lambda}. \quad (2.2.2.10)$$

За значенням i_{min} знаходимо калібр профілю. В цьому випадку необхідно перевірити напруження.

6. Перевірка напруження в перерізі колони здійснюється за 1-м граничним станом. Коефіцієнт поздовжнього вигину φ визначають за більшою величиною гнучкості λ_x або λ_y .

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_T \gamma_c} \leq R_y. \quad (2.2.2.11)$$

Приклад розв'язання задачі

Вантажна площа $ABCD$ (див. рис. 2.2.2.1) буде обмежуватися прольотом та кроком колон і становитиме:

$$A_{BM} = l \cdot b = 3 \cdot 9 = 27 \text{ м}^2.$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

Розрахункове навантаження на колону від постійного та тимчасового навантаження у межах вантажної площі визначається аналогічно тому, як показано у задачі 2.1.2, і дорівнює $N = 446,2$ кН.

За додатком 20, залежно від прийнятої граничної гнучкості $\lambda = 120$ та розрахункового опору сталі $R_y = 32$ кН/см², обирається коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,321$.

Мінімальна необхідна площа колони визначається за формулою:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{446,2}{0,321 \cdot 32 \cdot 1,0} = 43,44 \text{ см}^2.$$

Випадок 1

Колона із замкнутого зварного квадратного гнутого профілю за ТУ 36-2287-80 (див. додаток 22).

За додатком 22 обирається профіль з параметрами: площа перерізу $A_{m1} = 48,44$ см²; ребро $b = 180$ мм; товщина стінки $t = 7$ мм; радіус інерції $i = 7,07$ см.

А. Перевірка фактичної гнучкості колони:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i} = \frac{1 \cdot 400}{7,07} = 57 < 120.$$

Оскільки фактична гнучкість є меншою за граничну, умова жорсткості виконується.

Згідно з розрахованою гнучкістю за додатком 20 визначається коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,766$.

Б. Перевірка напруження у колоні:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A_{T1} \cdot \gamma_c} = \frac{446,2}{0,766 \cdot 48,44 \cdot 1} = 12,02 \text{ кН/см}^2 < 32 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується.

Висновок. За розрахунком колона із замкненого зварного квадратного гнутого профілю 180×7 витримує робочі навантаження.

Випадок 2

Колона з широкополицевого двотавру сталевго гарячекатаного за ГОСТ 26020-83 (див. рис. 2.2.2.1, в).

За додатком 15 обирається профіль 23Ш1 з параметрами: площа перерізу $A_{m2} = 46,08 \text{ см}^2$; радіус інерції $i_y = 3,67 \text{ см}$.

А. Перевірка фактичної гнучкості колоні:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i_y} = \frac{1 \cdot 400}{3,67} \approx 109 < 120.$$

Оскільки фактична гнучкість є меншою за граничну, умова жорсткості виконується.

Згідно з розрахованою гнучкістю за додатком 20 визначається коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,537$.

Б. Перевірка напруження у колоні:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A_{T2} \cdot \gamma_c} = \frac{446,2}{0,537 \cdot 46,08 \cdot 1} = 18,03 \text{ кН/см}^2 < 32 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується. Остаточню приймається колона з широкополицевого двотавру 23Ш1.

Висновок. За розрахунком колона з широкополицевого двотавру 23Ш1 витримує робочі навантаження.

Випадок 3

Колона коробчастого перерізу з двох нормальних двотаврів (ГОСТ 26020-83), зварених між собою на рівнях верхньої та нижньої полиць (див. рис. 2.2.2.1, г).

Площа перерізу одного зі зварних двотаврів

$$A_1 = \frac{A}{2} = \frac{43,44}{2} = 21,72 \text{ см}^2.$$

За додатком 15 обирається профіль 18Б2 з параметрами: площа перерізу $A_{m3} = 23,95 \text{ см}^2$; ширина полиці $b = 91 \text{ мм}$; момент інерції $I_y = 100,8 \text{ см}^4$.

А. Перевірка фактичної гнучкості колони здійснюється за аналізом геометричних параметрів перерізу.

Момент інерції коробчастого перерізу із двох зварних нормальних двотаврів дорівнює:

$$I_{\Pi y} = 2(I_y + A_{T3} \frac{b^2}{2}) = 2\left(100,8 + 23,95 \frac{9,1^2}{4}\right) = 1193,25 \text{ см}^4; \quad (2.2.2.12)$$

радіус інерції:

$$i_{\Pi y} = \sqrt{\frac{I_{\Pi y}}{2A_{T3}}} = \sqrt{\frac{1193,25}{2 \cdot 23,95}} = 4,99 \text{ см}; \quad (2.2.2.13)$$

фактична гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i_{\Pi y}} = \frac{1 \cdot 400}{4,99} \approx 80 < 120. \quad (2.2.2.14)$$

Оскільки фактична гнучкість є меншою за граничну, умова жорсткості виконується.

Згідно з розрахованою гнучкістю за додатком 20 визначається коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,734$.

Б. Перевірка напруження у колоні:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi 2A_{T3} \gamma_c} = \frac{446,2}{0,537 \cdot 2 \cdot 23,95 \cdot 1} = 12,69 \text{ кН/см}^2 < 32 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується. Остаточно приймається колона коробчастого перерізу із двох зварних нормальних двотаврів 18Б2.

Висновок. За розрахунком колона коробчастого перерізу із двох зварних нормальних двотаврів 18Б2 витримує робочі навантаження.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.2.2:

Найменування показників	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Профіль колони	1П	2П	1П	2П	2П	1П	2П	1П	2П	1П
Проліт колон ℓ , м	6	7	5,5	7	8	6	7	5	7	8
Крок колон a , м	6	5,5	3,5	7	6	6	7	5	5	4
Висота поверху H , м	4	4,5	5	5	5	3,5	4,5	3,5	4,5	4,5
Густина бетону ρ_b , кг/м ³	2450	2450	2300	2500	2500	2450	2450	2300	2450	2450
Межа міцності бетону R_b , МПа	11,5	14,5	11,5	14,5	14,5	11,5	14,5	11,5	14,5	14,5
Розрахунковий опір сталі R_s , кН/см ²	26	28	30	32	32	26	28	26	28	28
Постійні нормативні навантаження g_i :										
– конструкції покриття g_1 , кН/м ²	0,35	0,4	0,35	0,3	0,3	0,35	0,35	0,4	0,4	0,35
– залізобетонна монолітна плита настилу g_2 , кН/м ²	3,0	3,2	3,0	2,8	2,8	3,2	3,0	3,2	3,0	3,0
– сталеві головні балки: двотавр, №	33	33	22	45	45	33	33	22	27	33
– сталеві балки настилу (5 у прольоті): двотавр, №	18	18	12	20	20	18	18	18	18	16
– залізобетонні плити перекриття g_3 , кН/м ²	5,8	5,8	5,8	6,0	5,8	5,8	6,0	5,8	5,8	5,8
– залізобетонні ригелі перерізом $b_p \times h_p$, м	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,6× 0,24	0,7× 0,28	0,7× 0,28
Тимчасове навантаження v_i :										
– технологічне v , кН/м ²	3,5	3,5	4,5	5,5	6	3,5	4,5	5	5	3,5

Примітка. Умовне позначення профілю:

1П – квадратний гнугий замкнений зварний за ТУ 36-2287-80;

2П – широкополицевий двотавр сталевий гарячекатаний за ГОСТ 26020-83.

Задача 2.2.3

Розрахунок стиснутого дерев'яного стояка

Випадок 1

Розрахувати центрально стиснутий дерев'яний стояк двосхильного симетричного приставного трипрольотного даху з ухилом 30° (рис. 2.2.3.1) за таких умов:

- проліт між опорами даху $\ell = 8$ м; крок опор $a = 4$ м;
- щільність деревини $\rho = 600$ кг/м³; розрахунковий опір деревини на стиск $R_c = 1,3$ кН/см²;
- коефіцієнт перевантаження (жорсткості) $C_1=1,12$; гранична гнучкість стояка $\lambda_{гр}=120$.

Постійне нормативне навантаження:

- від шиферу – $0,14 \text{ кН/м}^2$;
- від руберойду – $0,05 \text{ кН/м}^2$;
- від обрешітки – $0,1 \text{ кН/м}^2$;
- від кровляних ніг перерізом $250 \times 250 \text{ мм}$.

Тимчасове нормативне навантаження (від снігу) – $0,7 \text{ кН/м}^2$.

Руйнування центрально стиснутих дерев'яних стрижнів може виникати від втрати стійкості або вичерпання міцності. На центральній ділянці стрижня руйнування може статися за наявності якихось дефектів деревини на цій ділянці.

Перевірку міцності стиснутого стрижня за малих значень гнучкості $\lambda \leq 5$ та в перерізах поблизу шарнірних кріплень проводять за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{нт}}} \leq R_c. \quad (2.2.3.1)$$

де σ – напруження; N – розрахункове поздовжнє зусилля, яке діє на стрижень; $A_{\text{нт}}$ – площа нетто поперечного перерізу елемента, $A_{\text{нт}} = (A_{\text{бр}} - A_{\text{осл}})$; R_c – межа міцності матеріалу на стискання.

В інших випадках стиснуті елементи розраховують у найбільш ослабленому перерізі з урахуванням поздовжнього вигину за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A_p} \leq R_c, \quad (2.2.3.2)$$

де A_p – розрахункова площа поперечного перерізу елемента при перевірці стійкості, яка приймається за відсутності послаблень, $A_p = A_{\text{бр}}$, см^2 ; при послабленнях, які виходять на ребро перерізу (рис. 2.2.3.2, а), якщо площа послаблень не перевищує 25 % від площі, $A_{\text{бр}} - A_p = \frac{4}{3} A_{\text{нт}}$; при симетричних послабленнях, що виходять на ребро (рис. 2.2.3.2, б), $A_p = A_{\text{нт}}$. При несиметричних послабленнях, що виходять на ребра (рис. 2.2.3.2, в), елементи розраховують як позацентрово стиснуті; φ – коефіцієнт поздовжнього вигину

Метою розрахунків дерев'яних стиснутих елементів взагалі є підбір геометричних розмірів виробу та механічних характеристик деревини, що його складає, для забезпечення міцності та стійкості конструкції при робочих навантаженнях.

Мета розв'язання задачі: підібрати стандартний пиляний брус для виготовлення дерев'яного стояка.

Послідовність розв'язання задачі.

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних

елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах вантажної площі, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на стояк.

3. Визначення гнучкості стояка та коефіцієнта поздовжнього вигину.

4. Підбір необхідних розмірів стояка, виходячи з умов його міцності та сортаменту.

5. Перевірка розв'язання за 1-м та 2-м граничним станом.

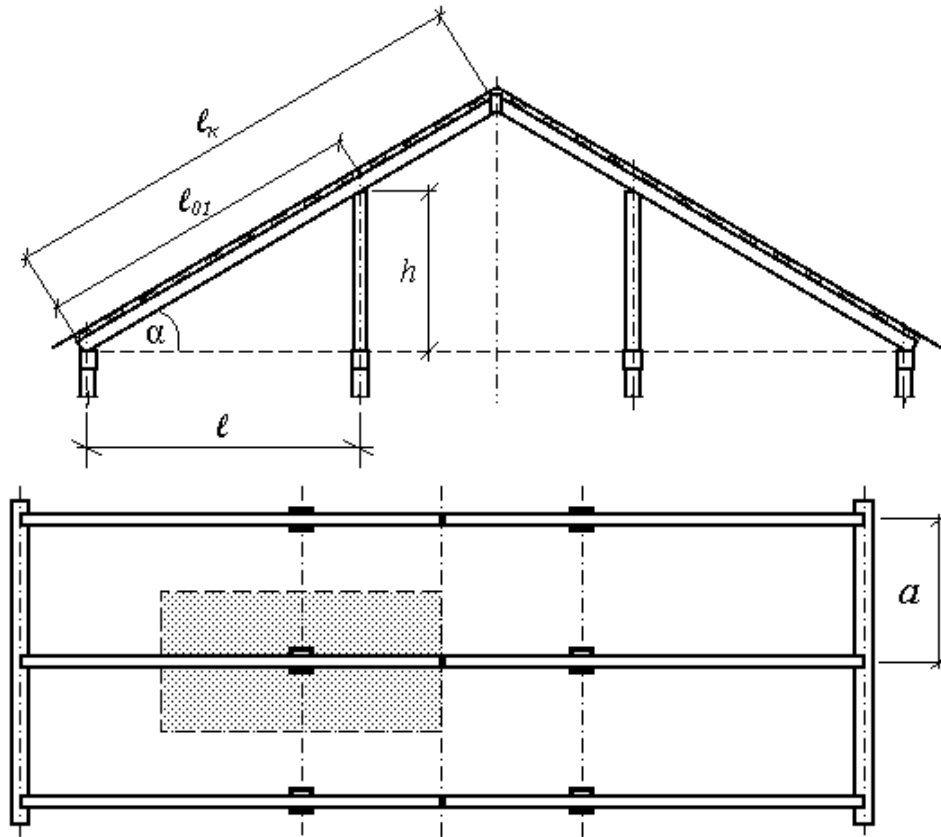


Рисунок 2.2.3.1 – До розрахунку центрально стиснутого дерев'яного стояка

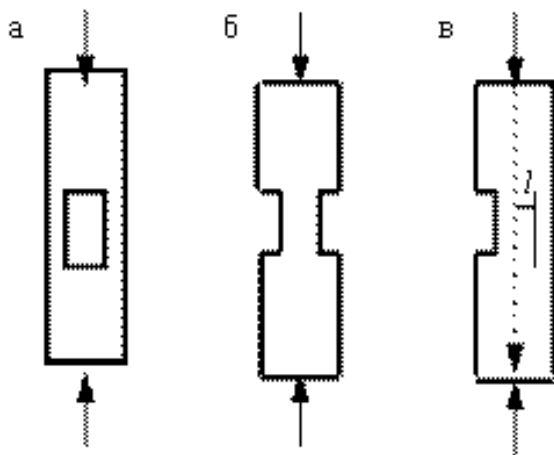


Рисунок 2.2.3.2 – Ослаблення стиснутих елементів:

а) ослаблення, яке не виходить на ребро; б) симетричне ослаблення, яке виходить на ребро; в) несиметричне ослаблення, яке виходить на ребро

Дерев'яні стояки – складова частина кроквяних ферм. Найбільш простим і таким, що часто зустрічається, прикладом дерев'яних стояків є цілісні

(суцільні) стояки круглого перерізу з колод або квадратного перерізу із брусів. Їх розраховують як позацентрово стиснуті елементи на вплив поздовжніх сил і згинальних моментів з урахуванням випадкового ексцентриситету. Але, приймаючи, що будинок має несучі кам'яні стіни і приблизно рівномірне та симетричне навантаження стояків кроквяними балками, можна розраховувати стояки спрощено – на дію тільки поздовжньої стискальної сили.

Приклад розв'язання задачі

1. Розрахункову схему стояка можна представити у вигляді центрально стиснутого стрижня із шарніром знизу на рівні горищного перекриття і шарніром на рівні верху покрівлі. Коефіцієнт гнучкості $\mu=1$.

2. Вантажна площа $A_{\text{вп}}$, з якої на дерев'яний стояк діє навантаження, являє собою прямокутник, межі якого проходять посередині між опорами, сусідніми до тої, що розглядається (рис. 2.2.3.1). Ширина вантажної площі дорівнює кроку опор (a) і довжина:

$$l_{01} = \frac{l}{\cos 30^\circ} = \frac{2 \cdot 8}{\sqrt{3}} = 9,24 \text{ м}; \quad (2.2.3.3)$$

$$A_{\text{вп}} = l_{01} \cdot a = 9,24 \cdot 4 = 36,96 \text{ м}^2. \quad (2.2.3.4)$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

3. Усі нормативні навантаження, що діють на крокву у межах вантажної площі, визначаються та заносяться до таблиці 2.2.3.1.

4. Висота дерев'яного стояка h дорівнює:

$$h = l \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 8 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 4,62 \text{ м}. \quad (2.2.3.5)$$

5. Коефіцієнт поздовжнього вигину дерев'яного стояка визначається за його граничною гнучкістю. Для основних елементів граничну гнучкість зазвичай приймають у межах $\lambda_{\text{гр}} = 60 \dots 90$; для другорядних елементів приймають $\lambda_{\text{гр}} = 100 \dots 120$.

Коефіцієнт поздовжнього вигину дерев'яного стояка (φ) дорівнює:

коли $\lambda \leq 30$, то $\varphi \approx 1$;

коли $30 < \lambda \leq 70$, то $\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$;

коли $\lambda > 70$, то $\varphi = \frac{3000}{\lambda^2}$.

Для розв'язання даної задачі приймається $\lambda_{\text{гр}} = 70$, тоді:

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{70}{100} \right)^2 = 0,61. \quad (2.2.3.6)$$

Таблиця 2.2.3.1 – Постійні і тимчасові навантаження, що діють на дерев'яний стояк

№ з/п	Вид навантаження	Нормативне значення		γ _f	γ _n	Розрахункове значення, кН
		питоме, кН/м ²	з вантажної площі, кН			
Постійні:						
1.	Від покриття					
1.1.	Від шиферу	0,14	0,14·36,96=5,17	1,3	0,95	6,38
1.2.	Один шар гідроізоляційного покриття	0,05	0,05· 36,96=1,85	1,3	0,95	2,28
1.3.	Від обрешітки	0,1	0,1· 36,96=3,70	1,3	0,95	4,57
1.4.	Від крокв	—	9,24·0,25 ² ·6=3,47	1,3	0,95	4,29
	Усього:		14,19			17,52
Тимчасові						
2.	Снігове, v	0,7	0,7· 36,96= 25,87	1,4	0,95	34,41
	Усього (g + v)		40,09			51,93

6. Визначення необхідної площі перерізу, розміру ребра та мінімального радіуса інерції перерізу для дерев'яного стояка здійснюється за умовою стійкості:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot c_1} \leq R_c, \quad (2.2.3.7)$$

звідки

$$A = \frac{(v_p + g_p)}{\varphi R_c c_1} = \frac{51,93}{0,61 \cdot 1,3 \cdot 1,12} = 58,47 \text{ см}^2. \quad (2.2.3.8)$$

Враховуючи, що переріз дерев'яного стояка є квадрат:

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{58,47} = 7,65 \text{ см}; \quad (2.2.3.9)$$

За сортаментом для пиломатеріалів (додаток 13) для стояка попередньо обирається брус перерізом 100×100 мм. Для цього бруса розраховують радіус інерції та гнучкість:

$$i = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 10 = 2,89 \text{ см}; \quad (2.2.3.10)$$

$$\lambda_{T1} = \frac{h_0}{i_{T1}} = \frac{1 \cdot 462}{2,89} = 160. \quad (2.2.3.11)$$

Ця величина перевищує допустимі значення.

З іншого боку:

$$i = \frac{\mu h}{\lambda_{\text{ГР}}} = \frac{1 \cdot 462}{70} = 6,6 \text{ см}, \quad (2.2.3.12)$$

тобто це мінімально можливе значення радіуса інерції.

Відсюди, враховуючи, що $i = 0,289 \cdot b$:

$$b = \frac{i}{0,289} = \frac{6,6}{0,279} = 22,83 \text{ см}. \quad (2.2.3.13)$$

7. За сортаментом для пиломатеріалів (додаток 13) для стояка обирається брус перерізом 250×250 мм.

Для цього бруса розраховують радіус інерції та гнучкість:

$$i_{T1} = 0,289 \cdot b_{T1} = 0,289 \cdot 25 = 7,22 \text{ см} > 6,6 \text{ см}; \quad (2.2.3.14)$$

$$\lambda_{T1} = \frac{h_0}{i_{T1}} = \frac{1 \cdot 462}{7,22} = 64 < 70. \quad (2.2.3.15)$$

Отримані результати не виходять за межі гранично допустимих значень, тому перевірки на стійкість та міцність проводяться для бруса обраного сортаменту 250×250 мм.

8. Перевірка.

Фактична гнучкість стояка не перевищує 70, тому фактичний коефіцієнт поздовжнього вигину визначається за формулою:

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{64}{100} \right)^2 = 0,673. \quad (2.2.3.16)$$

Перевірка стояка на стійкість:

$$\sigma_c = \frac{(v_n + g_n)}{\varphi A_{T2}} = \frac{40,09}{0,673 \cdot 25^2} = 0,095 \text{ кН/см}^2 < 1,3 \text{ кН/см}^2. \quad (2.2.3.17)$$

Оскільки напруження $\sigma_c = 0,095 \text{ кН/см}^2$ є меншими, ніж розрахунковий опір деревини $R_c = 1,3 \text{ кН/см}^2$, то умова стійкості виконується.

Перевірка стояка на міцність виконується для перерізів поблизу шарнірних кріплень, оскільки $\lambda \geq 5$, $\varphi = 1$:

$$\sigma_M = \frac{(v_p + g_p)}{c_1 A_{T2}} = \frac{51,93}{1,12 \cdot 25^2} = 0,07 \text{ кН/см}^2 < 1,3 \text{ кН/см}^2. \quad (2.2.3.18)$$

Оскільки напруження $\sigma_M = 0,07 \text{ кН/см}^2$ є меншими, ніж розрахунковий опір деревини $R_c = 1,3 \text{ кН/см}^2$, то умова міцності виконується.

Висновок. За розрахунком остаточно приймається стояк із бруса $250 \times 250 \text{ мм}$.

Випадок 2

Розрахувати центрально стиснутий дерев'яний стояк двосхильного симетричного приставного трипрольотного даху з ухилом 30° (рис. 2.2.3.1) за умовами задачі 2.2.3, випадок 1, якщо є потреба у з'єднанні стояка в середній частині з балкою такого ж перерізу. Для з'єднання у стояку виконується проріз під прямокутний шип (див. рис. 2.2.3.2, а), ширина якого є удвічі меншою за ширину стояка.

Приклад розв'язання задачі

Площа перерізу стояка в місці отвору $A_{\text{нт}}$ становить половину від загальної площі перерізу $A_{\text{бр}}$, тобто: $A_{\text{нт}} = 0,5 A_{\text{бр}}$. Тому розрахункова площа перерізу стояка в місці отвору становить:

$$A_p = \frac{4}{3} A_{\text{нт}} = \frac{2}{3} A_{\text{бр}}. \quad (2.2.3.19)$$

Оскільки умови задачі випадку 2 в основному співпадають з умовами випадку 1, то співпадає розрахунок площі перерізу брута $A_{\text{бр}}$ та розмір бруса b . Різниця виявляється тільки при перевірках стояка на міцність та стійкість.

Перевірка стояка на стійкість:

$$\sigma_c = \frac{(v_n + g_n)}{\varphi A_p} = \frac{(v_n + g_n)}{\varphi \frac{2}{3} A_{\text{бр}}} = \frac{3 \cdot 30,04}{0,362 \cdot 2 \cdot 17,5^2} = 0,405 \text{ кН/см}^2 < 1,3 \text{ кН/см}^2. \quad (2.2.3.20)$$

Оскільки напруження $\sigma_c = 0,405 \text{ кН/см}^2$ є меншим, ніж розрахунковий опір деревини $R_c = 1,3 \text{ кН/см}^2$, то умова стійкості виконується.

Перевірка стояка на міцність виконується для перерізу в місці отвору:

$$\sigma_M = \frac{(v_p + g_p)}{c_1 A_{\text{нт}}} = \frac{38,46}{1,12 \cdot \left(\frac{17,5}{2}\right)^2} = 0,45 \text{ кН/см}^2 < 1,3 \text{ кН/см}^2. \quad (2.2.3.21)$$

Оскільки напруження $\sigma_M = 0,45 \text{ кН/см}^2$ є меншими, ніж розрахунковий опір деревини $R_c = 1,3 \text{ кН/см}^2$, то умова міцності виконується.

Висновок. За розрахунком остаточно приймається стояк із бруса $175 \times 175 \text{ мм}$, в якому допустимо виконувати симетричний отвір на половину ширини ребра.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 2.2.3:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Проліт між опорами даху ℓ , м	8	6	8	7	6	7	7	8	6	5
Крок опор ℓ_1 , м	4	6	5	5	8	8	7	8	5	5
Щільність деревини ρ , кг/м ³	600	700	600	600	900	900	800	900	600	600
Розрахунковий опір деревини на стиск R_c , кН/см ²	6	7	6	6	8	8	8	8	6	6
Переріз кроквяних ніг, м	0,25× 0,25	0,15× 0,15	0,25× 0,25	0,2× 0,2	0,2× 0,2	0,2× 0,2	0,2× 0,2	0,25× 0,25	0,15× 0,15	0,15× 0,15
Постійні нормативні навантаження g_i :										
– від покрівлі, кН/м ²	0,15	0,12	0,15	0,17	0,12	0,08	0,09	0,08	0,15	0,5
– від гідроізоляції, кН/м ²	0,008	0,01	0,12	0,12	0,008	0,008	0,01	0,008	0,12	0,12
– від обрешітки, кН/м ²	0,1	0,12	0,1	0,1	0,15	0,15	0,12	0,15	0,1	0,1
Тимчасове нормативне навантаження:										
– від снігу, кН/м ²	0,7	0,7	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8

Примітка. Рекомендується розв'язати також варіанти задачі для випадку 2, коли є потреба у з'єднанні стояка в середній частині з балкою такого ж перерізу. Для з'єднання у стояку виконується проріз під прямокутний шип (див. рис. 2.2.3.2, а), ширина якого є удвічі меншою за ширину стояка.

ЧАСТИНА 3

РОБОТА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ

Здатність будівельних конструкцій зберігати функціональні властивості в умовах пожежі зветься *вогнестійкістю*. Ця властивість характеризується межею вогнестійкості та межею поширення вогню. *Межа вогнестійкості конструкції* – інтервал часу (у хвилинах) від початку вогневого впливу за стандартизованим температурним режимом до настання одного з трьох граничних станів:

1-й граничний стан – за ознакою втрати несучої здатності (позначається літерою R);

2-й граничний стан – за ознакою втрати цілісності (позначається літерою E);

3-й граничний стан – за ознакою втрати теплоізолюючої здатності (позначається літерою I).

Розрахунок межі вогнестійкості конструкції складається з двох частин: теплотехнічної та статичної.

У статичній частині (задачі) залежно від співвідношення несучої здатності конструкції та робочого навантаження визначається критична температура, тобто температура, за якої відбувається втрата несучої здатності.

Статична задача не є самостійною. Вона може використовуватись тільки у сукупності із теплотехнічною задачею. Шляхом розв'язання статичної і теплотехнічної задач визначається межа вогнестійкості за першим граничним станом.

Теплотехнічна частина (задача) має за мету визначення параметрів температурного поля, яке виникає у перерізі елемента при прогріванні.

При розрахунках межі вогнестійкості у теплотехнічній частині визначається розподіл температури за часом по перерізу конструкції у процесі її нагрівання за стандартним температурним режимом.

За допомогою теплотехнічної задачі можна визначити інтервал часу, протягом якого уся конструкція або її частина прогріється до критичної температури. Критичною, у даному випадку, вважають заздалегідь задану (або розраховану у статичній задачі) нормативну температуру, за якої подальше нормальне функціонування елемента є неможливим.

Також за результатами розрахунку можна визначити час, за який втрачається теплоізолююча здатність конструкції. Тобто теплотехнічна задача може бути самостійно використана для визначення межі вогнестійкості за третім граничним станом.

Розрахунок межі вогнестійкості конструкції виконується з урахуванням наступних основних допущень:

- межа вогнестійкості розраховується для окремо взятої конструкції без урахування її взаємодії з іншими конструкціями;
- умовно вважається, що конструкція рівномірно прогрівається по всій довжині та висоті;

- втрати температури по кутах конструкції не враховуються;
- температурні напруження, що виникають у конструкції при нагріванні, не враховуються.

Результати теплотехнічного розрахунку необхідні також для визначення втрати несучої здатності у статичній частині.

Можливість розрахункової оцінки часу настання граничних станів за вогнестійкістю можна представити у вигляді основних схем. В основному при розрахунках застосовують три схеми прогріву:

Схема 1. Прогрівання плоскої конструкції тепловим потоком, спрямованим з однієї сторони.

Схема 2. Прогрівання стрижневих елементів з декількох боків одночасно без зменшення площі робочого перерізу.

Схема 3. Конструкція одночасно прогривається із декількох боків, причому площа робочого перерізу конструкції поступово зменшується.

Задача 3.1

Розрахунок часу прогрівання плоскої кам'яної стіни на визначеній глибині до визначеної температури.

Визначити час прогрівання шару плоскої кам'яної стіни до визначеної температури на його границі за таких умов:

- товщина шару $h = 0,12$ м;
- матеріал стіни: бетон на гранітному щебені;
- щільність бетону $\rho_b = 2377$ кг/м³; вологість бетону $W = 2,0$ %;
- ступінь чорноти обігріваної поверхні бетону $\epsilon_{\text{нп}} = 0,625$ (див. додаток 6);
- критична температура (температура на границі шару) $t_{cr} = 160$ °С;
- початкова температура $t_0 = 20$ °С; температура теплофізичних випробувань $t_m = 450$ °С.

Мета розв'язання задачі: визначити час прогрівання шару вертикальної стінової конструкції (рис. 3.1.1) до визначеної температури.

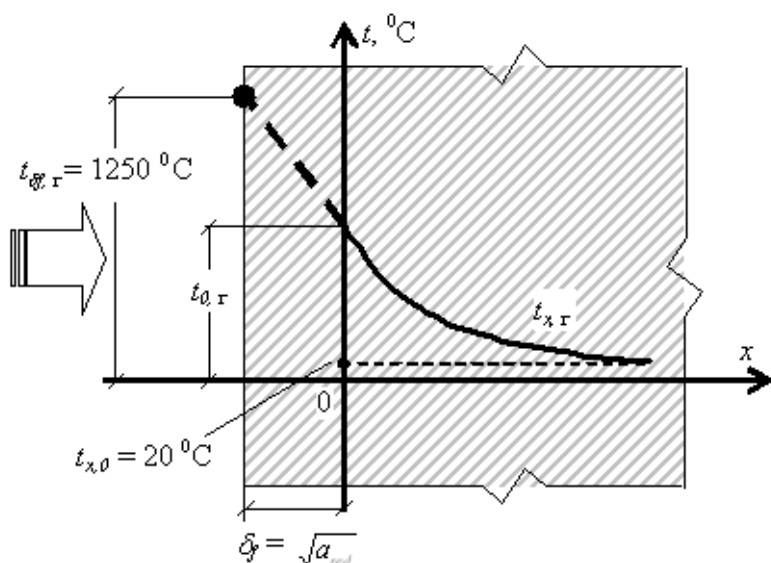


Рисунок 3.1.1 – Схема до розрахунку температур у напівобмеженому тілі при дії "стандартної пожежі"

У випадку розрахунку прогрівання шару плоскої кам'яної конструкції температурне поле в перерізі описується рівнянням теплопровідності напівобмеженого масиву. Тому теплообмін необігріваної поверхні з навколишнім середовищем можна не враховувати.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення теплофізичних характеристик огорожувальної конструкції та закону взаємодії її поверхні із тепловим потоком.
2. Розрахунок критерію Біо та відповідних коефіцієнтів.
3. Визначення часу прогрівання шару вертикальної стінової конструкції до визначеної температури на його границі.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення коефіцієнта теплопередачі на обігріваній поверхні $\alpha'_{оп}$:

$$\alpha'_{оп} = 4,8 + 9,1 \varepsilon_{nn} = 4,8 + 9,1 \cdot 0,625 = 10,425 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{град)}. \quad (3.1.1)$$

2. Визначення теплофізичних характеристик.

Залежно від матеріалу конструкції за таблицею в додатку 6 визначають коефіцієнти теплопровідності й теплоємності:

$$\begin{aligned} \lambda_t &= 1,03 - 0,0003 \cdot t_m = 0,895 \text{ ккал/(м} \cdot \text{год} \cdot \text{град)} = 1,0409 \text{ Вт/(м} \cdot \text{град)}; \\ C_t &= 0,17 + 0,0002 \cdot t_m = 0,26 \text{ ккал/(кг} \cdot \text{град)} = 0,3024 \text{ (Вт} \cdot \text{год)/(кг} \cdot \text{град)}. \end{aligned} \quad (3.1.2)$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

$$1 \text{ ккал/(м} \cdot \text{год} \cdot \text{град)} = 1,163 \text{ Вт/(м} \cdot \text{град)};$$

$$1 \text{ ккал/(кг} \cdot \text{град)} = 1,163 \text{ (Вт} \cdot \text{год)/(кг} \cdot \text{град)}.$$

3. Визначення щільності бетону в сухому стані:

$$\rho_{bc} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + w} = \frac{237700}{102} = 2330 \text{ кг/м}^3. \quad (3.1.3)$$

Знаючи щільність бетону у сухому стані, за таблицею в додатку 7 визначається коефіцієнт впливу щільності бетону: $K = 0,63 \text{ год}^{0,5}$.

4. Визначення коефіцієнта температуропровідності, який розраховується з урахуванням щільності бетону в сухому стані за емпіричною формулою:

$$a_{red} = \frac{\lambda_t}{(C_t + 0,014 \cdot w) \cdot \rho_{bc}} = \frac{1,0409}{(0,3024 + 0,014 \cdot 2) \cdot 2330} = 0,00135 \text{ м}^2/\text{год}. \quad (3.1.4)$$

5. Розрахунок критерію Біо Bi :

$$Bi = \frac{\alpha_{оп}}{\lambda_t} (h + K \sqrt{a_{red}}) = \frac{10,425}{1,0409} (0,12 + 0,63 \sqrt{0,00135}) = 1,434. \quad (3.1.5)$$

За обчисленим значенням критерію Bi за додатком 21 для поверхні, що обігрівається, визначаються коефіцієнти: $\mu_1 = 2,155$; $A_1 = -0,638$.

6. Визначення часу прогрівання τ шару вертикальної стінової конструкції до критичної температури (або температури, що вимагається на границі шару визначеної товщини).

За критичну приймають температуру за умовами задачі на границі визначеного шару від обігріваної поверхні: $t_{cr} = 160^\circ\text{C}$.

$$\tau = 2,3 \frac{(h + K\sqrt{a_{red}})^2}{\mu_1^2 \cdot a_{red}} \cdot \lg \frac{A_1}{\frac{t_{cr} - t_0}{1250 - t_0} - \frac{1}{1 + Bi}} = 2,49 \text{ год} = 149 \text{ хв.} \quad (3.1.6)$$

Висновок. За розрахунком кам'яна стіна прогріється на товщині 0,12 м до температури 160°C за 149 хвилин.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.1:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Матеріал стіни	бетон на гранітному щебені	бетон на гранітному щебені	бетон на вапняковому щебені	бетон на вапняковому щебені	керамзитобетон	керамзитобетон	газобетон	глиняна цегла	глиняна цегла	силікатна цегла
Товщина шару h , м	0,15	0,03	0,15	0,03	0,2	0,15	0,2	0,25	0,12	0,25
Густина матеріалу ρ_b , кг/м ³	2350	2350	2300	2300	1480	1480	1300	1600	1600	1900
Вологість матеріалу W , %	3	2,5	3	2,5	2	2,5	3	3	3,5	2,5
Ступінь чорноти обігріваної поверхні, ε_{np}	0,625	0,625	0,625	0,625	0,8	0,8	0,85	0,9	0,9	0,75
Температура на границі шару t_{cr} , $^\circ\text{C}$	167	450	162	450	188	165	160	162	165	180
Початкова температура t_0 , $^\circ\text{C}$	27	25	22	25	28	25	20	22	25	20

Задача 3.2

Визначення межі вогнестійкості плоскої залізобетонної панелі за втратою теплоізолюючої здатності

Визначити межу вогнестійкості плоскої залізобетонної панелі за втратою теплоізолюючої здатності (за третім граничним станом) за таких умов:

- товщина панелі $h = 0,075$ м;
- густина бетону на гранітному щебені $\rho_b = 2430$ кг/м³; вологість бетону $W = 3,5$ %;
- початкова температура $t_0 = 20$ °С; температура теплофізичних випробувань $t_m = 450$ °С.

Мета розв’язання задачі: визначити межу вогнестійкості плоскої залізобетонної панелі (див. рис. 3.2.1) за втратою теплоізолюючої здатності (за 3-м граничним станом).

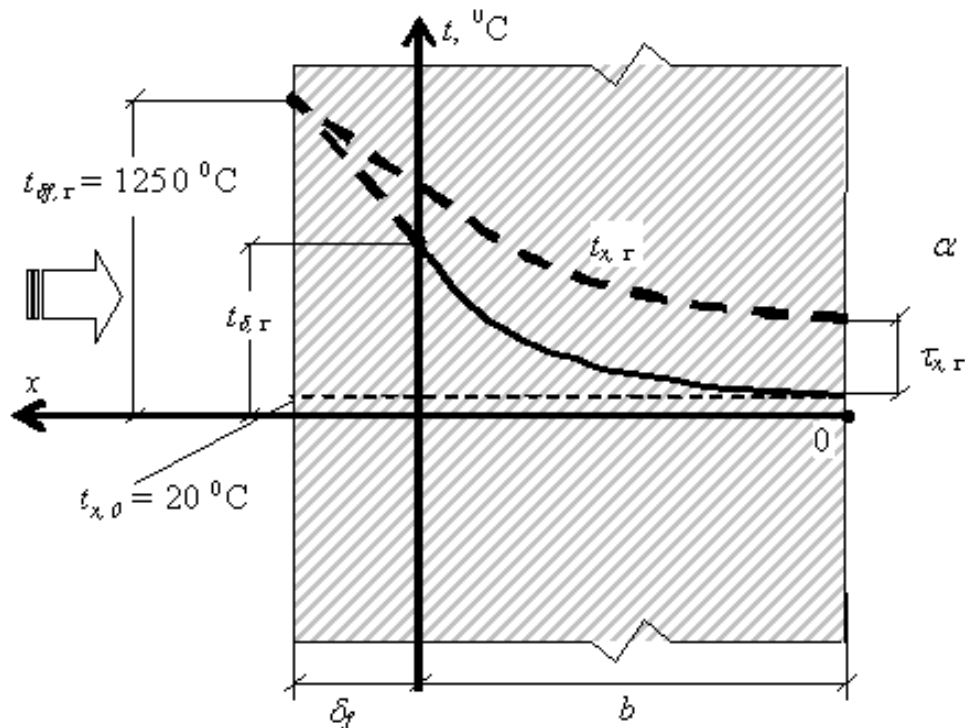


Рисунок 3.2.1 – Схема до розрахунку межі вогнестійкості панелі за втратою теплоізолюючої здатності при односторонньому нагріванні

Загальна послідовність розв’язання задачі:

1. Визначення теплофізичних характеристик огорожувальної конструкції.
2. Визначення коефіцієнтів теплообміну та критерію Біо поверхні, що обігрівається.
3. Визначення коефіцієнтів теплообміну та критерію Біо поверхні, що не обігрівається.

4. Визначення допоміжного комплексного параметра та безрозмірної відносної температури.
5. Визначення комплексу та критерію Фур'є.
6. Визначення межі вогнестійкості огорожувальної конструкції.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення теплофізичних характеристик.

Залежно від матеріалу конструкції за таблицею в додатку 6 визначають коефіцієнти теплопровідності й теплоємності:

$$\begin{aligned}\lambda_t &= 1,03 - 0,0003 \cdot t_m = 0,895 \text{ ккал/(м} \cdot \text{год} \cdot \text{град)}; \\ C_t &= 0,17 + 0,0002 \cdot t_m = 0,26 \text{ ккал/(кг} \cdot \text{град)}.\end{aligned}\quad (3.2.1)$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

Ознакою досягнення 3-го граничного стану є підвищення середньої температури необігріваної поверхні огорожувальної конструкції на 140 °С. Тому за критичну приймають температуру необігріваної поверхні, що дорівнює:

$$t_{cr} = t_{нп} = t_0 + 140 = 20 + 140 = 160 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Визначення щільності бетону в сухому стані:

$$\rho_{bc} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + w} = \frac{243000}{103,5} = 2348 \text{ кг/м}^3. \quad (3.2.2)$$

Знаючи щільність бетону в сухому стані, за таблицею в додатку 7 визначають коефіцієнт впливу щільності бетону: $K = 0,633 \text{ год}^{0,5}$.

З урахуванням щільності бетону в сухому стані за емпіричною формулою розраховують коефіцієнт теплопровідності:

$$a_{red} = \frac{\lambda_t}{(C_t + 0,012 \cdot w) \cdot \rho_{bc}} = \frac{0,895}{(0,26 + 0,012 \cdot 3,5) \cdot 2348} = 0,00126 \text{ м}^2/\text{год}. \quad (3.2.3)$$

2. Визначення коефіцієнтів теплообміну та критерію Біо поверхні, що обігрівається.

Визначення коефіцієнта теплообміну:

$$\alpha_1 = \frac{\lambda_t}{K \cdot \sqrt{a_{red}}} = \frac{0,895}{0,633 \sqrt{0,00126}} = 39,99 \text{ ккал/(м}^2 \cdot \text{год} \cdot \text{град)}. \quad (3.2.4)$$

Визначення критерію Біо:

$$Bi_1 = \frac{\alpha_1 \cdot h}{\lambda_t} = \frac{39,99 \cdot 0,075}{0,895} = 3,35. \quad (3.2.5)$$

3. Визначення коефіцієнтів теплообміну та критерію Біо поверхні, що не обігрівається.

Визначення коефіцієнта теплообміну:

$$\alpha_2 = 5,5 + 0,045 \cdot t_{cr} = 5,5 + 0,045 \cdot 160 = 12,7 \text{ ккал}/(\text{м}^2 \cdot \text{год} \cdot \text{град}). \quad (3.2.6)$$

Визначення критерію Біо:

$$Bi_2 = \frac{\alpha_2 \cdot h}{\lambda_t} = \frac{12,7 \cdot 0,075}{0,895} = 1,06. \quad (3.2.7)$$

Визначення відношення коефіцієнтів Біо:

$$\frac{Bi_1}{Bi_2} = \frac{3,35}{1,06} = 3,15.$$

Потрібно за вимогами, щоб це співвідношення не перевищувало 10; в даному випадку $3,15 < 10$ – умова задовольняється.

4. Визначення допоміжного комплексного параметра та безрозмірної відносної температури.

Розрахунок допоміжного комплексного параметра:

$$N = \frac{Bi_1 + Bi_2}{Bi_1 + Bi_2 + Bi_1 \cdot Bi_2} = 0,55. \quad (3.2.8)$$

Розрахунок безрозмірної відносної температури:

$$\theta = \frac{t_{\text{нп}} - t_0}{(1250 - t_0) \cdot N} = \frac{160 - 20}{(1250 - 20) \cdot 0,55} = 0,21. \quad (3.2.9)$$

5. Визначення комплексу та критерію Фур'є.

Визначення комплексу Фур'є K_F за номограмою з додатка 12, з інтерполяцією, за знайдених вище параметрів $\theta = 0,29$; $Bi_1 = 3,35$: $K_F = 3,3$.

Розрахунок критерію Фур'є F_0 :

$$F_0 = \frac{K_F}{Bi_1^2} = \frac{3,3}{3,35^2} = 0,294. \quad (3.2.10)$$

6. Визначення межі вогнестійкості.

Межа вогнестійкості залізобетонної плити (пластини) за втратою теплоізолюючої здатності – за наскрізним прогрівом тильної грані на $t = 140^{\circ}\text{C}$ може бути обчислена за формулою:

$$\tau_u = \frac{F_0 \cdot h^2}{a_{red}} = \frac{0,294 \cdot 0,075^2}{0,00126} = 1,31 \text{ год} = 91 \text{ хв.} \quad (3.2.11)$$

Висновок. За розрахунком межа вогнестійкості залізобетонної панелі за 3-м граничним станом – 91 хвилина.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.2:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Матеріал панелі	бетон на гранітному щебені	бетон на вапняковому щебені	глиняна цегла	гіпсо-бетон	гіпсо-бетон	силікатна цегла	глиняна цегла	керамзитобетон	газобетон	силікатна цегла
Товщина панелі h , м	0,1	0,1	0,065	0,08	0,08	0,088	0,25	0,1	0,3	0,25
Густина матеріалу ρ_b , кг/м ³	2450	2250	1600	1800	1800	1900	1600	1480	1300	1900
Вологість матеріалу W , %	3	2,3	3	5	3	3	3	2,5	3,5	2,5
Початкова температура t_0 , °C	23	18	20	20	25	20	25	22	28	25

Задача 3.3

Визначення межі вогнестійкості залізобетонної плити за втратою несучої здатності при нагріванні знизу

Випадок 1

Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої здатності при нагріванні знизу багатопустотної залізобетонної плити за таких умов:

— довжина плити $l_{пл} = 6$ м; ширина плити $b_{пл} = 1,8$ м; товщина перерізу плити $h = 0,3$ м;

— бетон класу В20 на гранітному щебені; розрахунковий опір бетону $R_b = 11,5$ МПа; густина бетону $\rho_b = 2430$ кг/м³; вологість бетону $w_b = 3,5$ %; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,02$ м;

— арматура 9Ø10 А-III; загальний переріз арматури $A_s = 7,07$ см², розрахунковий опір сталевій арматури $R_s = 375$ МПа;

— постійне навантаження (з урахуванням власної ваги плити) $g_n = 6,0 \text{ кН/м}^2$; тимчасове навантаження $v_n = 2,0 \text{ кН/м}^2$;
— температура теплофізичних випробувань $t_m = 450 \text{ }^\circ\text{C}$; початкова температура $t_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$.

Мета розв’язання задачі: визначити інтервал часу від початку пожежі, протягом якого робоча арматура у багатопустотній плиті прогріється до критичної температури.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення згинального моменту, що виникає у плиті за зазначеного навантаження під час пожежі.
3. Визначення коефіцієнтів висоти стиснутої зони бетону, відносної висоти стиснутої зони бетону та впливу щільності сухого бетону.
4. Визначення коефіцієнта зниження опору робочої арматури та її критичної температури при зазначеному навантаженні.
5. Визначення коефіцієнтів теплопровідності, теплоємності та температуропровідності бетону.
6. Визначення функції помилок Гаусса та аргументу функції помилок Гаусса.
7. Визначення межі вогнестійкості багатопустотної залізобетонної плити.

Приклад розв'язання задачі

При прогріві залізобетонної багатопустотної рівномірно навантаженої плити з шарнірними опорами знизу (рис. 3.3.1) вичерпання несучої здатності плити може настати внаслідок нагріву та зниження опору робочої арматури, розташованої в нижній розтягнутій зоні плити.

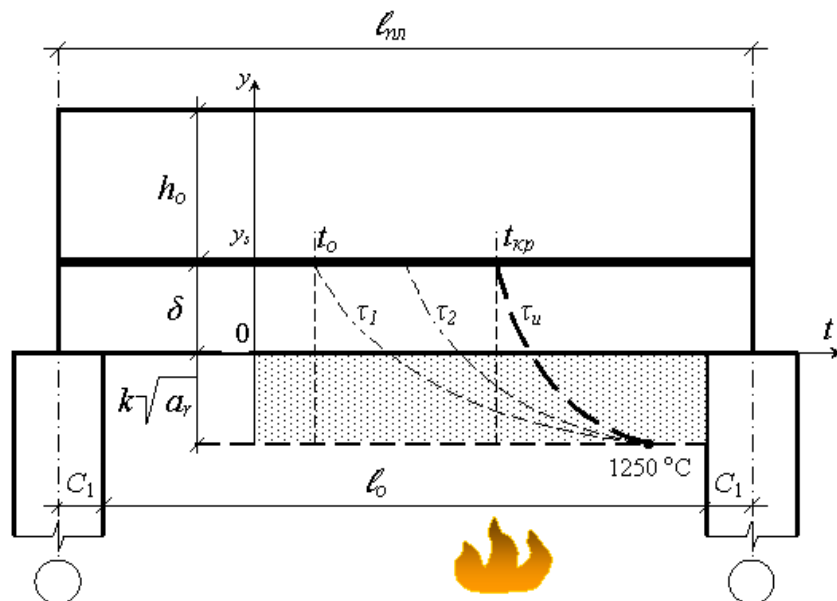


Рисунок 3.3.1 – Розрахункова схема нагрівання знизу залізобетонної плити

1. Розрахункова довжина плити визначається за формулою (див. задачу 2.1.1):

$$\ell_0 = \ell_{\text{пл}} - 2 \cdot c_I = 6 - 2 \cdot 0,12 = 5,76 \text{ м}, \quad (3.3.1)$$

де $\ell_{\text{пл}}$ – конструктивна довжина плити; c_I – глибина спирання плити на ригелі перекриття або на стіни, приймається не меншою за $c_I = 0,12$ м.

2. Визначення максимального згинального моменту, що виникає у плиті від розрахункових навантажень:

$$M = \frac{(g + 0,7 \cdot v) \cdot b_{\text{пл}} \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{(6 + 2) \cdot 1,8 \cdot 5,76^2}{8} = 59,72 \text{ кН} \cdot \text{м} = 59720 \text{ Н} \cdot \text{м}. \quad (3.3.2)$$

Примітка. Тимчасове навантаження v допускається зменшувати на 30 % для громадських будівель з масовим перебуванням людей, враховуючи евакуацію.

3. Визначення коефіцієнта висоти стиснутої зони бетону при розрахункових навантаженнях:

$$\alpha_1 = \frac{M}{R_b \cdot 10^6 \cdot b_{\text{пл}} \cdot h_0^2} = \frac{59720}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,275^2} = 0,038. \quad (3.3.3)$$

де h_0 – корисна товщина плити, $h_0 = 0,275$ м (див. задачу 2.1); розрахунковий опір бетону R_b перевіряється за додатком 18.

Визначення відносної висоти стиснутої зони бетону ξ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_1} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039. \quad (3.3.4)$$

Перевірка адекватності за умовою обмеження висоти стиснутої зони межами товщини полиці багатопустотної плити: ($\xi = 0,039$) $\leq$ ($\xi_{\text{max}} = 0,25$).

Умова задовольняється, отже, стиснута зона знаходиться в межах полиці багатопустотної плити.

4. Визначення коефіцієнта зниження опору робочої арматури при розрахункових навантаженнях у стадії пожежі:

$$\gamma_{st} = \frac{M}{R_s \cdot A_s \cdot h_0 (1 - 0,5\xi)} = \frac{59720}{365 \cdot 10^6 \cdot 7,07 \cdot 10^{-4} \cdot 0,275 (1 - 0,5 \cdot 0,039)} = 0,91, \quad (3.3.5)$$

де A_s – площа поперечного перерізу арматури, яка береться із сортаменту за таблицею в додатку 16, але перераховується у квадратні метри.

Знаючи коефіцієнт зниження опору робочої арматури у стадії пожежі та клас арматури, за таблицею в додатку 5 визначають критичну температуру нагріву робочої арматури: $t_{cr} = 460^\circ\text{C}$.

5. Визначення щільності сухого бетону:

$$\rho_{bc} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + w_b} = \frac{24300}{103,5} = 2348 \text{ кг/м}^3. \quad (3.3.6)$$

За таблицею в додатку 7 визначають коефіцієнт урахування впливу щільності сухого бетону: $K = 0,63 \text{ год}^{0,5}$.

6. За таблицею в додатку 6 залежно від виду бетону визначають коефіцієнт теплопровідності (з урахуванням впливу порожнистості плит додається коефіцієнт $\psi = 1,4$) і коефіцієнт теплоємності.

Для бетону на гранітному щебені:

$$\begin{aligned} \lambda_t &= \psi \cdot 1,03 - 0,0003 t_m = 1,4 \cdot 1,03 - 0,0003 \cdot 450 = 1,307 \text{ ккал/(м} \cdot \text{год} \cdot \text{град)}; \\ C_t &= 0,17 + 0,0002 t_m = 0,17 + 0,0002 \cdot 450 = 0,26 \text{ ккал/(кг} \cdot \text{град)}, \end{aligned} \quad (3.3.7)$$

де t_m – температура теплофізичних випробувань, $t_m = 450^\circ\text{C}$.

Примітка. При визначенні коефіцієнта теплопровідності суцільної залізобетонної плити вплив порожнистості не враховується і коефіцієнт ψ не додається. Також коефіцієнт ψ не додається при визначенні коефіцієнта теплопровідності залізобетонного ригеля.

7. Визначення наведеного коефіцієнта температуропровідності бетону (з урахуванням щільності сухого бетону):

$$a_{red} = \frac{\lambda_t}{(C_t + 0,012 \cdot w_b) \cdot \rho_{bc}} = \frac{1,307}{(0,26 + 0,012 \cdot 3,5) \cdot 2378} = 0,00182 \text{ м}^2/\text{год}. \quad (3.3.8)$$

8. Визначення функції помилок Гаусса.

В теорії теплопровідності твердих тіл є відомою закономірність розподілу температури за товщиною пластини при односторонньому обігріві (див. задачу 3.1):

$$t_{y,\tau} = 1250 - (1250 - t_0) \cdot \operatorname{erf} \frac{K \cdot \sqrt{a_{red}} + y}{2 \cdot \sqrt{a_{red} \cdot \tau}}, \quad (3.3.9)$$

де y – ордината контрольної глибинної точки пластини, що відрховується від обігрівальної поверхні пластини; τ – час нагріву.

Оскільки $t_{y,z} \equiv t_{cr}$, то, визначивши аргумент функції помилок Гаусса як:

$$Y = \frac{K \cdot \sqrt{a_{red}} + y}{2 \cdot \sqrt{a_{red} \cdot \tau}}, \quad (3.3.10)$$

можна розрахувати функцію помилок Гаусса:

$$\operatorname{erf} Y = \frac{1250 - t_{cr}}{1250 - t_0} = \frac{1250 - 460}{1250 - 20} = 0,65. \quad (3.3.11)$$

За таблицею в додатку 8, знаючи функцію помилок Гаусса, можна визначити її аргумент (дивитися у нульовому стовпчику). Він дорівнює $Y = 0,661$.

9. Ордината поверхні арматурного стрижня за заданої (нормативної) межі вогнестійкості, тобто товщина захисного шару бетону: $y_s = \delta = 0,02$ м.

В розрахунку враховується ордината поверхні арматурного стрижня, а не центру ваги, тому що сталь володіє високою теплопровідністю, і тому вважають, що весь об'єм арматурного стрижня прогрівається миттєво.

Розрахункова межа вогнестійкості за втратою несучої здатності багатопустотної плити при нагріванні робочої арматури дорівнює:

$$\tau_u = \left(\frac{K \cdot \sqrt{a_{red}} + \delta}{2 \cdot Y \cdot \sqrt{a_{red}}} \right)^2 = \left(\frac{0,63 \cdot \sqrt{0,00182} + 0,02}{2 \cdot 0,661 \cdot \sqrt{0,00182}} \right)^2 = 0,69 \text{ год.} \quad (3.3.12)$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ год} = 42 \text{ хв.}$$

Висновок. Розрахована за першим граничним станом, межа вогнестійкості багатопустотної залізобетонної плити складає **R42**.

Примітка. За наведеним прикладом розраховуються також межі вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності при нагріванні знизу суцільної залізобетонної плити та залізобетонного ригеля (при розрахунку вплив порожнистості не враховується, тобто коефіцієнт $\psi=1$, і його можна не додавати).

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.3 (випадок 1):

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Вид залізобетонного згинального елемента	багато-пустотна плита	суцільна плита	ригель	багато-пустотна плита	суцільна плита	ригель	багато-пустотна плита	суцільна плита	ригель	багато-пустотна плита
Довжина елемента ℓ , м	6	3,5	7,6	6	2,5	8	5,5	4,5	6	4,8
Ширина елемента b , м	1	1,5	0,45	1,2	1,2	0,45	0,8	1,5	0,4	0,8
Висота перерізу елемента h , м	0,22	0,18	0,7	0,22	0,18	0,8	0,22	0,18	0,5	0,22

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.3 (випадок 1)
(продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Характеристика бетону	клас В25 на вапняковому щебені	клас В20 на вапняковому щебені	клас В35 на гранітному щебені	клас В20 на гранітному щебені	клас В25 на вапняковому щебені	клас В30 на гранітному щебені	клас В20 на гранітному щебені	клас В20 на гранітному щебені	клас В30 на вапняковому щебені	клас В20 на вапняковому щебені
Густина бетону ρ_b , кг/м ³	2260	2250	2350	2330	2260	2340	2330	2330	2270	2250
Вологість бетону w_b , %	2	2,5	2,5	3	4	3	2,5	4	2	3,5
Товщина захисного шару бетону δ , м	0,02	0,015	0,035	0,02	0,015	0,035	0,02	0,015	0,035	0,02
Арматура, що застосовується	6Ø10 А-III	7Ø10 А-III	5 Ø22 А-III	7Ø10 А-III	6Ø10 А-III	5Ø22 А-IIIв	6Ø10 А-III	8Ø12 А-III	4 Ø20 А-III	6Ø10 А-III
Розрахунковий опір сталі арматури R_s , МПа	375	375	375	375	375	490	375	375	375	375
Постійні нормативні навантаження Σg_i , кН/м ²	5	4,5	65	6	5	80	6	5,5	60	5,5
Тимчасове навантаження Σv_i , кН/м ²	2	1,5	40	3	2	40	4	2	25	3,5
Початкова температура t_o , °С	20	20	20	25	25	25	20	20	25	25

Випадок 2

Визначити товщину захисного шару бетону біля робочої арматури при нагріванні знизу багатопустотної залізобетонної плити для забезпечення межі вогнестійкості **REI 60** за таких умов:

– довжина плити $l_{пл} = 6$ м; ширина плити $b_{пл} = 1,8$ м; товщина перерізу плити $h = 0,3$ м;

– бетон класу В20 на гранітному щебені; розрахунковий опір бетону $R_b = 11,5$ МПа; густина бетону $\rho_b = 2430$ кг/м³; вологість бетону $w_b = 3,5$ %; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,02$ м;

– арматура 9Ø10 А-III; загальний переріз арматури $A_s = 7,07$ см² розрахунковий опір сталевих арматури $R_s = 375$ МПа;

– постійне навантаження (з урахуванням власної ваги плити) $g_n = 6,0$ кН/м²; тимчасове навантаження $v_n = 2,0$ кН/м²;

– температура теплофізичних випробувань $t_m = 450$ °С; початкова температура $t_o = 20$ °С.

Приклад розв'язання задачі

Метод розв'язання цієї задачі в основному такий саме, як і задачі 3.3, випадок 1. За означеними вище умовами (див. задачу 3, випадок 1) можна перевірити, як збільшити товщину захисного шару бетону багатопустотної залізобетонної плити для забезпечення межі вогнестійкості **REI 60**.

Розв'язання випадку 2 повністю співпадає з випадком 1 за пунктами 1–8.

9. Ординату поверхні арматурного стрижня y_s , яка відповідає заданій межі вогнестійкості $\tau_u = 60$ хв. = 1 год, можна представити як:

$$y_s = \delta + y_t, \quad (3.3.13)$$

де δ – товщина існуючого захисного шару бетону; y_t – товщина додаткового шару бетону.

З іншого боку з (3.3.10) впливає:

$$y_s = 2Y\sqrt{a_{red} \cdot \tau_u} - K\sqrt{a_{red}} = 2 \cdot 0,661\sqrt{0,00182 \cdot 1} - 0,63\sqrt{0,00182} = 0,029 \approx 0,03 \text{ м.} \quad (3.3.14)$$

Примітка. Товщина захисного шару бетону повинна бути кратною 5 мм.

Товщина додаткового шару бетону:

$$y_t = y_s - \delta = 0,03 - 0,02 = 0,01 \text{ м.} \quad (3.3.15)$$

Висновок. Для забезпечення заданої межі вогнестійкості необхідно влаштувати захисний шар бетону товщиною 30 мм, тобто збільшити існуючий шар на 10 мм.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.3 (випадок 2):

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Вид залізобетонного згинального елемента	багатопустотна плита	суцільна плита	ригель	багатопустотна плита	суцільна плита	ригель	багатопустотна плита	суцільна плита	ригель	багатопустотна плита
Довжина елемента ℓ , м	6	3,5	7,6	6	2,5	8	5,5	4,5	6	4,8
Ширина елемента b , м	1	1,5	0,45	1,2	1,2	0,45	0,8	1,5	0,4	0,8
Висота перерізу елемента h , м	0,22	0,18	0,7	0,22	0,18	0,8	0,22	0,18	0,5	0,22

**Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.3 (випадок 2)
(продовження):**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Характеристика бетону	клас B25 на вапняковому щебені	клас B20 на вапняковому щебені	клас B35 на гранітному щебені	клас B20 на гранітному щебені	клас B25 на вапняковому щебені	клас B30 на гранітному щебені	клас B20 на гранітному щебені	клас B20 на гранітному щебені	клас B30 на вапняковому щебені	клас B20 на вапняковому щебені
Густина бетону ρ_b , кг/м ³	2260	2250	2350	2330	2260	2340	2330	2330	2270	2250
Вологість бетону w_b , %	2	2,5	2,5	3	4	3	2,5	4	2	3,5
Товщина захисного шару бетону δ , м	0,02	0,015	0,035	0,02	0,015	0,035	0,02	0,015	0,035	0,02
Арматура, що застосовується	6Ø10 А-III	7Ø10 А-III	5 Ø22 А-III	7Ø10 А-III	6Ø10 А-III	5Ø22 А-IIIв	6Ø10 А-III	8Ø12 А-III	4 Ø20 А-III	6Ø10 А-III
Розрахунковий опір сталі арматури R_s , МПа	375	375	375	375	375	490	375	375	375	375
Постійні нормативні навантаження Σg_i , кН/м ²	5	4,5	65	6	5	80	6	5,5	60	5,5
Тимчасове навантаження Σv_i , кН/м ²	2	1,5	40	3	2	40	4	2	25	3,5
Початкова температура t_0 , °С	20	20	20	25	25	25	20	20	25	25
Необхідна межа вогнестійкості	R90	R90	R120	R120	R120	R150	R120	R90	R250	R90

Задача 3.4

Розрахунок межі вогнестійкості за втратою несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони

Визначити межу вогнестійкості центрально стиснутої залізобетонної колони (рис. 3.4.1), що обігрівається з усіх боків, за таких умов:

- переріз колони 0,4×0,4 м; висота колони $H = \ell = 5$ м;
- бетон на гранітному щебені класу B20; $R_b = 11,5$ МПа; густина бетону $\rho_b = 2430$ кг/м³; вологість $w_b = 3,5$ %; товщина захисного шару $\delta = 25$ мм;

- арматура 8Ø25 А–III, $R_{su} = 365$ МПа;
- експлуатаційне навантаження $N_{ser} = 1450$ кН;
- температура теплофізичних випробувань $t_m = 450$ °С; початкова температура $t_0 = 20$ °С; максимальна температура «стандартної пожежі» $t_T = 1250$ °С.

Мета розв’язання задачі – визначити інтервал часу від початку «стандартної пожежі», протягом якого розміри та несуча здатність працездатного ядра залізобетонної колони зменшуються до величини робочих навантажень.

Загальна послідовність розв’язання задачі:

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення несучої здатності колони в нормальних умовах.
3. Визначення критичної температури бетону.
4. Визначення коефіцієнта щільності бетону.
5. Визначення теплофізичних характеристик бетону.
6. Визначення несучої здатності колони при вогневому випробуванні через певні інтервали часу.
7. Побудова графіка залежності несучої здатності колони від часу впливу «стандартної пожежі».
8. Визначення межі вогнестійкості залізобетонної колони графоаналітичним методом.

Приклад розв’язання задачі

I. Визначення несучої здатності колони в нормальних умовах (до початку вогневого випробування) при $\tau = 0$ хв.

1. Відповідно до п. 5.14 Посібника до СТО 36554501-006-2006 несучу здатність колони з випадковим ексцентриситетом $e_a = b/30$ при $\ell_0 < 20 \cdot b$ розраховують за формулою:

$$N_u \leq \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (3.4.1)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього вигину; A_b – площа поперечного перерізу колони, $A_b = 0,4 \times 0,4 \text{ м} = 0,16 \text{ м}^2$; $A_{s,tot}$ – сумарна площа поперечного перерізу стрижнів подовжньої арматури, $A_{s,tot} = 39,27 \text{ см}^2$.

За додатком 9 для квадратного перерізу при $\ell_0/b_{xx} = 4,8/0,4 = 12$, $\varphi_{\tau=0} = 0,96$.

Оскільки ($\ell_0 = 4,8 \text{ м}$) $<$ ($20 \cdot b = 20 \cdot 0,40 = 8,0 \text{ м}$), то

$$N_u = 0,96(11,5 \cdot 0,16 + 365 \cdot 39,27 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 3014 \text{ кН}.$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Визначення критичної температури бетону.

Запас міцності колони $N_u/N_{ser} = 3014/1450 = 2,08 < 4$.

За додатком 19 за найменшого розміру перерізу ($b = 0,4 \text{ м}$) $> 0,2 \text{ м}$ та при $N_u/N_{ser} < 4$ для бетону на гранітному щебені критична температура: $t_{cr} = 500 \text{ }^\circ\text{C}$.

За додатком 4 при відомому t_{cr} для бетону на гранітному щебені визначається коефіцієнт роботи бетону при нагріванні: $\gamma_{bt} = 0,55$.

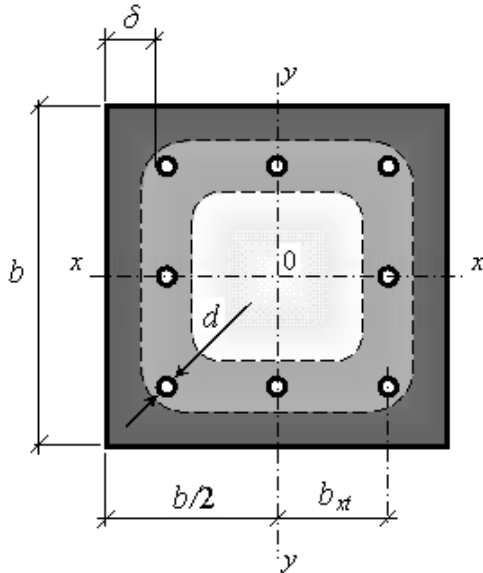


Рисунок 3.4.1 – Розрахункова схема центрально стиснутої залізобетонної колони

3. Визначення коефіцієнта щільності бетону.

Густина бетону в сухому стані:

$$\rho_{bc} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + w_b} = \frac{100 \cdot 2430}{100 + 3,5} = 2347 \text{ кг/м}^3. \quad (3.4.2)$$

З додатка 7 за відповідною інтерполяцією розраховують коефіцієнт густини бетону: $K = 0,633 \text{ год}^{0,5}$.

4. Визначення теплофізичних характеристик бетону.

За додатком 6 для бетону на гранітному щебені при $t_m = 450 \text{ }^\circ\text{C}$ визначають середні значення коефіцієнтів теплопровідності та питомої теплоємності:

$$\lambda_{t,m} = 1,03 - 0,0003 t_m = 1,03 - 0,0003 \cdot 450 = 0,895 \text{ ккал/(м} \cdot \text{год} \cdot \text{град)};$$

$$C_{t,m} = 0,17 + 0,0002 t_m = 0,17 + 0,0002 \cdot 450 = 0,26 \text{ ккал/(кг} \cdot \text{град)}. \quad (3.4.3)$$

Наведений коефіцієнт температуропровідності визначають за емпіричною формулою:

$$a_{red} = \frac{\lambda_{t,m}}{(C_{t,m} + 0,012 w_b) \rho_{bc}} = \frac{0,895}{(0,26 + 0,012 \cdot 3,5) \cdot 2347} = 0,00126 \text{ м}^2/\text{год}. \quad (3.4.4)$$

II. Визначення несучої здатності колони при вогневому випробуванні через $\tau = 60 \text{ хв.} = 1 \text{ год}$.

5. Визначення безрозмірної відносної температури.

Розрахунок критерію Фур'є:

$$F_{0x} = F_{0y} = \frac{a_{red} \tau}{\left(\frac{b}{2} + K \sqrt{a_{red}} \right)^2} = \frac{0,00126 \cdot 1}{\left(0,2 + 0,633 \sqrt{0,00126} \right)^2} = 0,0254, \quad (3.4.5)$$

де $\delta_f = K \sqrt{a_{red}}$ – товщина фіктивного шару бетону.

Розрахунок умовної товщини захисного шару бетону ξ :

$$\xi = 1 - \frac{\frac{b_{xt}}{2}}{\frac{b}{2} + K\sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,1625}{0,2 + 0,633\sqrt{0,001126}} = 0,269, \quad (3.4.6)$$

де b_{xt} – розрахунковий розмір ядра перерізу (див. рис. 3.4.1), $b_{xt} = 0,325$ м.

За додатком 23 з відомими $F_0 = 0,0254$ та $\xi = 0,269$ визначається безрозмірна відносна температура захисного шару бетону: $\theta = 0,79$.

6. Розподіл температур.

Температура на поверхні:

$$t_{ext} = 345 \lg(8\tau + 1) + t_0 = 345 \lg(8 \cdot 60 + 1) + 20 = 945 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (3.4.7)$$

Температура у центрі середніх стрижнів дорівнює:

$$t_{x=0,16;\tau=1} = t_{y=0,16;\tau=1} = t_T - (t_T - t_0)\theta = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,79 = 278 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (3.4.8)$$

Температура у центрі кутових стрижнів дорівнює:

$$t_{x=0,16;y=0,16;\tau=1} = t_{ext} - \frac{(t_{ext} - t_{x=0,16;\tau=1})(t_{ext} - t_{y=0,16;\tau=1})}{t_{ext} - t_0} = 945 - \frac{(945 - 278)(945 - 278)}{945 - 20} = 464 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (3.4.9)$$

За цією температурою за додатком 5 для сталі класу А-III знаходять коефіцієнт роботи сталевих арматур при нагріванні: $\gamma_{st} = 0,894$.

За додатком 10 з відомим $F_0/4 = 0,0064$ визначається безрозмірна відносна температура у центрі колони: $\theta_0 = 1,0$.

Температура у центрі ядра колони дорівнює:

$$t_{x=y=0;\tau=1} = t_T - (t_T - t_0)\theta_0 = 1250 - (1250 - 20) \cdot 1,0 = 20 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Безрозмірна відносна температура ядра колони θ_N розраховується за формулою:

$$\begin{aligned} \theta_N &= \frac{t_T - t_{ext}}{t_T - t_0} + \frac{(t_{ext} - t_{cr})(t_{ext} - t_0)}{(t_{ext} - t_{x=y=0;\tau=1})(t_T - t_0)} = \\ &= \frac{1250 - 945}{1250 - 20} + \frac{(945 - 500)(945 - 20)}{(945 - 20)(1250 - 20)} = 0,61. \end{aligned} \quad (3.4.10)$$

За додатком 23 з відомими $F_0 = 0,0254$ та $\theta_N = 0,61$ визначається умовна товщина ядра колони: $\xi_N = 0,17$.

7. Визначення несучої здатності колони через 60 хв. вогневого випробування.

Дійсний розмір ядра перерізу b_x (за симетрією), який забезпечує несучу здатність колони, дорівнює:

$$b_x = 2 \left(\frac{b}{2} + K \sqrt{a_{red}} \right) (1 - \xi_N) = 2 (0,2 + 0,633 \sqrt{0,00126}) (1 - 0,17) = 0,369 \text{ м.} \quad (3.4.11)$$

За додатком 9, знаючи відношення $\frac{\ell_0}{b_x} = \frac{4,8}{0,369} = 13,0$, можна знайти коефіцієнт поздовжнього вигину з урахуванням дійсного ядра перерізу колони: $\varphi_{\tau=1} = 0,945$.

Несуча здатність колони при вогневому випробуванні визначається за формулою:

$$N_\tau = \gamma \varphi_\tau (\gamma_{bt} R_b A_N + \gamma_{st} R_s \sum A_s). \quad (3.4.12)$$

$$N_{\tau=1} = 1 \cdot 0,945 (0,55 \cdot 11,5 \cdot 0,369^2 + 0,894 \cdot 365 \cdot 39,27 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 2024 \text{ кН,}$$

де γ – коефіцієнт умов роботи колони, $\gamma = 1$.

Несуча здатність колони через 1 годину після нагрівання становить 2024 кН, що більше навантаження, яке діє на колону в початковий період пожежі (1200 кН). Таким чином, через 1 годину після початку вогневого випробування межу вогнестійкості за 1-м граничним станом не досягнуто.

III. Визначення несучої здатності колони при вогневому випробуванні через $\tau = 120 \text{ хв.} = 2 \text{ год.}$

$$F_{0x} = F_{0y} = \frac{0,00126 \cdot 2}{(0,2 + 0,633 \sqrt{0,00126})^2} = 0,0508.$$

За додатком 23 при $F_0 = 0,0508$ та $\xi = 0,269$ визначається $\theta = 0,63$.

$$t_{ext} = 345 \lg(8\tau + 1) + t_0 = 345 \lg(8 \cdot 120 + 1) + 20 = 1029 \text{ }^\circ\text{C},$$

$$t_{x=0,16; \tau=2} = t_{y=0,16; \tau=2} = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,63 = 475 \text{ }^\circ\text{C}.$$

$$t_{x=0,16; y=0,16; \tau=2} = 1029 - \frac{(1029 - 475)(1029 - 475)}{1029 - 20} = 725 \text{ }^\circ\text{C}.$$

За цієї температури за додатком 5 для сталі класу А-III: $\gamma_{st} = 0,125$.

За додатком 10 з відомим $F_0/4 = 0,0064$ визначають: $\theta_0 = 0,9965$.

$$t_{x=y=0; \tau=0,5} = t_T - (t_T - t_0) \theta_0 = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,9965 = 24 \text{ }^\circ\text{C}.$$

$$\theta_N = \frac{1250 - 1029}{1250 - 20} + \frac{(1029 - 500)(1029 - 20)}{(1029 - 24)(1250 - 20)} = 0,611.$$

За додатком 23 з відомими $F_0 = 0,0508$ та $\theta_N = 0,611$ визначають: $\xi_N = 0,26$.

$$b_x = 2(0,2 + 0,633\sqrt{0,00126})(1 - 0,26) = 0,329 \text{ м.}$$

За додатком 9, з відношення $\frac{\ell_0}{b_x} = \frac{4,8}{0,329} = 14,58$: $\varphi_{\tau=2} = 0,92$.

$$N_{\tau=2} = 1 \cdot 0,92(0,55 \cdot 11,5 \cdot 0,329^2 + 0,125 \cdot 365 \cdot 39,27 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 795 \text{ кН.}$$

Несуча здатність колони через 2 години після нагрівання становить 795 кН, що менше навантаження, яке діє на колону в початковий період пожежі (1450 кН).

Результати обчислень зображено у вигляді кривої (рис. 3.4.2).

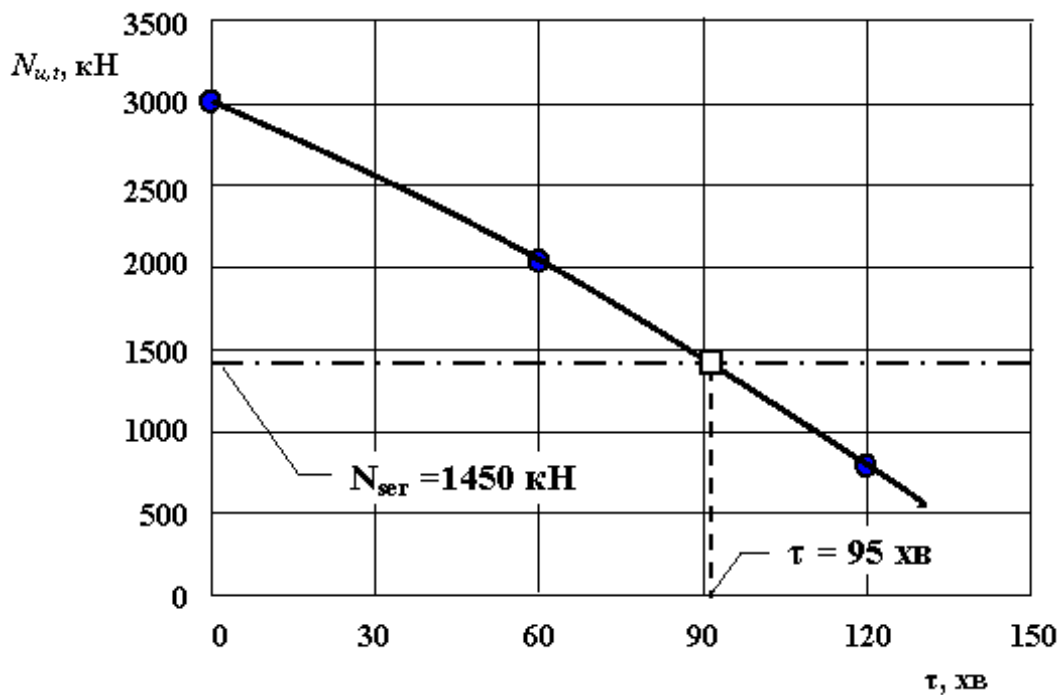


Рисунок 3.4.2 – Зниження несучої здатності залізобетонної колони при нагріві

За результатами розрахунків, наведеними у вигляді графіка $N_{u,\tau} = f(\tau)$ (рис. 3.4.2), графоаналітичним методом можна визначити час втрати несучої здатності, який в даному випадку становить 95 хв.

Висновок. Межа вогнестійкості залізобетонної колони становить **R 95**.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.4:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Висота колони H , м	5	4,5	8	5	6	7	6	4,5	6	5
Переріз колони, м	0,35×0,35	0,3×0,3	0,5×0,5	0,4×0,4	0,4×0,4	0,45×0,45	0,4×0,4	0,3×0,3	0,4×0,4	0,35×0,35
Характеристика бетону	клас В25 на вапняковому щебені	клас В20 на вапняковому щебені	клас В35 на гранітному щебені	клас В20 на гранітному щебені	клас В25 на вапняковому щебені	клас В30 на гранітному щебені	клас В20 на гранітному щебені	клас В20 на гранітному щебені	клас В30 на вапняковому щебені	клас В20 на вапняковому щебені
Густина бетону ρ_b , кг/м ³	2260	2250	2350	2330	2260	2340	2330	2330	2270	2250
Вологість бетону w_b , %	2	2,5	2,5	3	4	3	2,5	4	2	3,5
Товщина захисного шару бетону δ , м	0,025	0,025	0,03	0,025	0,025	0,03	0,025	0,025	0,03	0,025
Розрахунковий опір бетону R_b , МПа	14,5	11,5	19,5	11,5	14,5	17	11,5	11,5	17	11,5
Арматура, що застосовується	8Ø25 А-III	8Ø20 А-III	8Ø30 А-III	8Ø20 А-III	8Ø25 А-III	8Ø25 А-IIIв	8Ø25 А-III	8Ø20 А-III	8Ø25 А-III	8Ø20 А-III
Розрахунковий опір сталі арматури R_s , МПа	375	375	375	375	375	490	375	375	375	375
Експлуатаційне навантаження N_{ser} , кН	1200	1000	2500	2000	1500	1800	1600	1400	1600	1300
Початкова температура t_0 , °С	20	20	20	25	25	25	20	20	25	25

Задача 3.5

Визначення межі вогнестійкості металевих конструктивних елементів

Визначити межу вогнестійкості конструкції, що складається з металевих балок нормальної балкової клітки та центрально стиснутої металевої колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

– балка настилу – двотавр № 30, згинальний момент від нормативних та перемінних навантажень $M_{n1} = 93,52$ кН·м;

– головна балка – двотавр № 60, згинальний момент від нормативних та перемінних навантажень $M_{n2} = 397,54 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

– сталева колона – труба замкнутого квадратного профілю $120\times120\times4$ мм, поздовжня стискальна сила $N_{n3} = 57,58 \text{ кН}$, довжина колони $H = 4,8 \text{ м}$.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_{st} = 20 \text{ кН/см}^2$, коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

Мета розв’язання задачі: ознайомитися з методом розрахунку межі вогнестійкості складених будівельних конструкцій. Визначити інтервал часу, протягом якого під час пожежі металеві конструктивні елементи балкової клітки прогріються до критичної температури, тобто визначити межу вогнестійкості металевої конструкції за першим граничним станом.

Якщо конструкція складається з декількох окремих елементів (на рис. 3.5.1 балкова клітка складається з балок настилу, головних балок та колон), то необхідно розрахувати межу вогнестійкості для кожного елемента окремо, результати порівняти між собою і найменший обрати як загальну межу вогнестійкості для всієї конструкції в цілому.

Враховуючи нехтовно малу імовірність збігу розрахункового сполучення навантажень за час експлуатації конструкцій з навантаженнями при пожежі, рекомендовано при встановленні межі вогнестійкості користуватися нормативними навантаженнями.

Межа вогнестійкості сталевих конструкцій визначається часом їх нагріву до температури, що відповідає зниженню несучої здатності до рівня діючих при пожежі навантажень. Цю температуру називають *критичною*.

Загальна послідовність розв’язання задачі:

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення навантажень, які викликають максимальні напруження в конструкціях.
3. Визначення критичних температур конструкцій.
4. Визначення характеристик конструкцій, від яких залежить швидкість їх прогрівання (необхідні характеристики профілів надано у додатках 14, 15, 22).
5. Визначення меж вогнестійкості конструкцій.
6. Порівняння меж вогнестійкості елементів складеної конструкції за результатами розрахунків.

Послідовність розв’язання задачі 3.5:

а) для металевих балок балкової клітки:

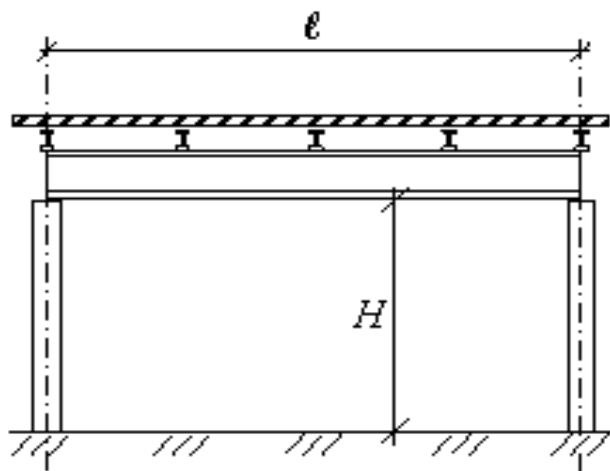


Рисунок 3.5.1 – Схема для розрахунку межі вогнестійкості сталевої балкової клітки

- визначення коефіцієнта зниження опору сталі під час прогрівання балки;
- визначення критичної температури для балки;
- визначення обігрітого периметра балки;
- визначення наведеної товщини балки;
- визначення межі вогнестійкості балки;
- б) для металевих колон:
 - визначення фактичної гнучкості та коефіцієнта поздовжнього вигину колони;
 - визначення коефіцієнта зниження опору сталі під час прогрівання колони;
 - визначення критичної температури для колони;
 - визначення обігрітого периметра колони;
 - визначення наведеної товщини колони;
 - визначення межі вогнестійкості колони;
- в) порівняння меж вогнестійкості елементів конструкції за результатами розрахунків.

Приклад розв'язання задачі

I. Розрахунок межі вогнестійкості балки настилу

1. Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності металевої конструкції за підвищеної температури:

$$\gamma_{T1} = \frac{M_{m1}}{W_{30} \cdot R_{st} \cdot \gamma_c} = \frac{9352}{472 \cdot 20 \cdot 1} = 0,99, \quad (3.5.1)$$

де W_{30} – момент опору перерізу для двотаврової балки № 30 (визначається за таблицею з додатка 14).

За таблицею в додатка 11 визначається критична температура: $t_{cr1} = 20^\circ\text{C}$.

2. Визначення обігріваного периметра перерізу балки настилу:

На балку настилу обпирається залізобетонний настил, у якого теплопровідність є набагато нижчою, ніж у металу (рис. 3.5.1). Виходячи з цього, для балки настилу приймається схема обігріву з трьох боків, а відтак периметр балки, що обігрівається, розраховується без урахування верхньої полиці двотавра (значення b, d, h, t – див. додаток 14):

$$\Pi_1 = b + 2 \cdot (b - d) + 2 \cdot h = 13,5 + 2 \cdot (13,5 - 0,65) + 2 \cdot 30 = 99,2 \text{ см.} \quad (3.5.2)$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

3. Враховуючи, що площа поперечного перерізу балки настилу № 30 $A_{30} = 46,5 \text{ см}^2$ (додаток 14), наведена товщина балки настилу:

$$\delta_{np1} = \frac{A_{30}}{\Pi_1} = \frac{46,5}{99,2} = 0,47 \text{ см.} \quad (3.5.3)$$

Враховуючи критичну температуру (20 °С) та наведену товщину двотаврової балки за номограмою у додатку 25, межа вогнестійкості дорівнює **2 хвилини**.

II. Розрахунок межі вогнестійкості головної балки

4. Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності металевої конструкції за підвищеної температури:

$$\gamma_{T2} = \frac{M_{n2}}{W_{60} \cdot R_{st} \cdot \gamma_c} = \frac{39754}{2560 \cdot 20 \cdot 1} = 0,78,$$

де W_{60} – момент опору перерізу для двотаврової балки № 60 (визначається за таблицею з додатка 14).

За додатком 11 критична температура $t_{cr2} = 300$ °С.

5. На головну балку у декількох точках спираються балки настилу, виготовлені зі сталі. Отже, для головної балки приймається схема обігріву з чотирьох боків. Залежно від геометричних характеристик заданого двотавра (значення b, d, h, t див. додаток 14) периметр головної балки дорівнює:

$$P_2 = 2 \cdot b + 2 \cdot (b - d) + 2 \cdot h = 2 \cdot 19 + 2 \cdot (19 - 1,2) + 2 \cdot 60 = 194,6 \text{ см.}$$

6. Враховуючи, що площа поперечного перерізу головної балки № 60 $A_{60} = 138 \text{ см}^2$ (додаток 14), наведена товщина головної балки дорівнює:

$$\delta_{np2} = \frac{A_{60}}{P_2} = \frac{138}{194,6} = 0,71 \text{ см.}$$

Враховуючи критичну температуру (300 °С) та наведену товщину двотаврової балки за додатком 25, межа вогнестійкості дорівнює **4 хвилини**.

III. Розрахунок межі вогнестійкості металевої колони

7. За умовою, що колону закріплено шарнірно по обох кінцях, $\mu = 1$. За додатком 22, відповідно до заданого профілю $i = 4,74 \text{ см}$. Гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{\mu \cdot H}{i} = \frac{1 \cdot 480}{4,74} = 101,3. \quad (3.5.4)$$

За додатком 20 коефіцієнт поздовжнього вигину дорівнює $\varphi = 0,599$.

8. За додатком 22 площа перерізу колони $A_k = 18,56 \text{ см}^2$. З умови досягнення граничного стану з вогнестійкості стиснутих елементів коефіцієнт γ_{T3} дорівнює:

$$\gamma_{T3} = \frac{N}{\varphi \cdot A_k \cdot R_{st} \cdot \gamma_c} = \frac{57,58}{0,599 \cdot 18,56 \cdot 20 \cdot 1} = 0,26. \quad (3.5.5)$$

9. За додатком 11 при відомому коефіцієнті γ_{T3} критична температура визначається з інтерполяції: $t_{cr3} = 625$ °С.

Обігріваний периметр колони:

$$P_3 = 4 \cdot b = 4 \cdot 120 = 480 \text{ мм} = 40 \text{ см.} \quad (3.5.6)$$

10. Наведена товщина колони дорівнює:

$$\delta_{прз} = \frac{A_k}{P_3} = \frac{18,56}{48} = 0,39 \text{ см.}$$

Враховуючи критичну температуру та наведену товщину металу за додатком 25, межа вогнестійкості колони дорівнює **12 хвилин**.

Висновок. За порівнянням меж вогнестійкості балки настилу, головної балки і колони межа вогнестійкості металевої балкової клітки $\tau = 2$ хв.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.5:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Розрахунковий опір сталі R_s , кН/см ²	24	28	24	26	20	28	28	26	24	26
Колона:										
Профіль колони	труба Ø133×5,5	труба Ø159×8	труба 160×160×6	труба 180×180×6	труба Ø140×5,5	труба Ø168×8	труба 160×160×6	труба 180×180×7	труба 160×160×7	дво-тавр 35Ш1
Висота колони H , м	4	4,5	5	5	4	3,5	4,5	3,5	4,5	4,5
Поздовжня стискальна сила $N_{пз}$, кН	100	160	125	300	130	240	160	350	290	400
Балка настилу:										
Профіль балки	швелер № 24	швелер № 27	дво-тавр № 24	швелер № 36	дво-тавр № 33	швелер № 33	дво-тавр № 27	дво-тавр № 30	дво-тавр № 22	дво-тавр № 24
Згинальний момент від навантажень $M_{п2}$, кН·м	35	60	40	150	100	110	60	70	35	40
Головна балка:										
Профіль балки	дво-тавр № 50	дво-тавр № 45	дво-тавр № 50	дво-тавр № 55	дво-тавр № 50	дво-тавр № 50	дво-тавр № 45	дво-тавр № 55	дво-тавр № 40	дво-тавр № 45
Згинальний момент від навантажень $M_{п2}$, кН·м	280	250	290	500	230	300	225	450	260	280

Задача 3.6

Розрахунок межі вогнестійкості стиснутого дерев'яного стояка

Визначити межу вогнестійкості стиснутого дерев'яного стояка при обігріві з усіх боків за ознакою втрати несучої здатності за таких умов (рис. 3.6):

- довжина стояка $\ell = 3,5$ м; розміри поперечного перерізу 200×200 мм;
- поздовжня стискальна сила $N_H = 100$ кН;
- розрахунковий опір стиску $R_c = 4$ кН/см²;
- швидкість згоряння $v = 2$ мм/хв;
- гранична гнучкість $\lambda_{гр} = 70$.

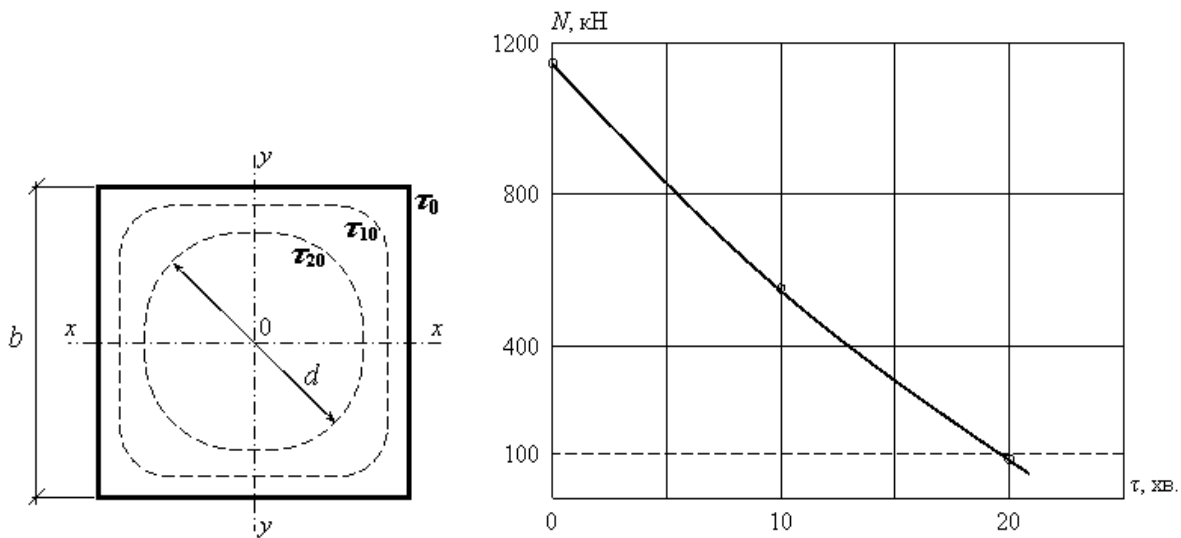


Рисунок 3.6.1 – Схема обвуглення дерев'яного стояка та графік зміни його несучої здатності при пожежі

Мета розв'язання задачі: визначити інтервал часу від початку пожежі, протягом якого несуча здатність стояка зменшиться настільки, що виявиться меншою, ніж зовнішнє навантаження (визначити межу вогнестійкості дерев'яного стояка за першим граничним станом).

За нормальних умов експлуатації робочі напруження в перерізі стиснутих елементів можна розрахувати за формулою:

$$\sigma_{p,max} = \frac{N}{\phi A_p}, \quad (3.6.1)$$

де A_p – розрахункова площа перерізу, м²; ϕ – коефіцієнт поздовжнього вигину; N – поздовжня стискальна сила, кН.

Гнучкість елемента λ є відношенням розрахункової довжини ℓ_0 до радіуса інерції i . У свою чергу розрахункова довжина залежить від висоти стояка

та коефіцієнта гнучкості, який для дерев'яних конструкцій, як правило, дорівнює $\mu=1$. Таким чином, гнучкість визначається за формулою:

$$\lambda = \frac{\ell_0}{i} = \frac{\mu \ell}{i}. \quad (3.6.2)$$

Радіус інерції залежить від форми перерізу та визначається для прямокутних перерізів за формулою:

$$i_{x(y)} = 0,29h(b). \quad (3.6.3)$$

Якщо прийняти площу несучого перерізу конструкції, що зменшується при обгорянні, за A_n , то за деякої заданої товщини шару обвуглення δ_i можна розрахувати напруження за рівнянням:

$$N_i = \varphi \cdot A_i \cdot R_c. \quad (3.6.4)$$

В цьому випадку при нагріві стрижня стояка з 4-х боків можна розрахувати несучу здатність стояка у будь-який час.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

1. Визначити параметри стояка до пожежі (гнучкість, коефіцієнт поздовжнього вигину, площу перерізу, несучу здатність).
2. Тривалість пожежі розбити на певні інтервали часу.
3. Для кожного інтервалу часу визначити зміни у параметрах стояка.
4. Розрахунок продовжувати до тих пір, поки несуча здатність стояка за певний інтервал часу не виявиться меншою, ніж зовнішнє навантаження.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення несучої здатності дерев'яного стояка до пожежі, $\tau = 0$ хв.
Радіус інерції для квадратного перерізу:

$$i = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 200 = 57,8 \text{ мм} = 5,78 \text{ см.}$$

Гнучкість стояка:

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{350}{5,78} = 60,55 < 70.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину φ :

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{60,55}{100} \right)^2 = 0,71.$$

Несуча здатність стояка до пожежі:

$$N = \varphi \cdot A_{\text{ч}} \cdot R_c = 0,71 \cdot 400 \cdot 4 = 1130 \text{ кН.}$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

Запропоновано тривалість пожежі умовно розбити на інтервали часу по 10 хвилин.

2. Розрахунок несучої здатності стояка через $\tau = 10$ хв. від початку вогневого впливу:

– переріз стояка: $A_{10} = [b - (\tau \cdot 2 \cdot \nu)]^2 = [20 - (10 \cdot 2 \cdot 0,2)]^2 = 16^2 = 256 \text{ см}^2$;

– радіус інерції для квадратного перерізу: $i_{10} = 0,289 \cdot 16 = 4,62 \text{ см}$;

– гнучкість стояка: $\lambda_{10} = \frac{350}{4,62} = 76 > 70$;

– коефіцієнт поздовжнього вигину: $\varphi_{10} = \frac{3000}{\lambda_{fi}^2} = \frac{3000}{76^2} = 0,52$;

– несуча здатність стояка: $N_{10} = 0,52 \cdot 256 \cdot 4 = 536 \text{ кН.}$

Несуча здатність стояка через 10 хвилин після початку пожежі перевищує зовнішнє навантаження. Тому треба продовжити розрахунки для наступних інтервалів часу, доки несуча здатність стояка не знизиться до величини поздовжньої стискальної сили, яка діє на дерев'яний елемент.

Зручно результати розрахунків оформити у вигляді таблиці та побудувати графік зниження міцності дерев'яного стояка (див. рис. 3.6.1), згідно якого визначити фактичну межу вогнестійкості конструкції.

3. Розрахунок несучої здатності стояка через $\tau = 20$ хв. від початку вогневого впливу:

– товщина стояка:

$$d_{20} = 20 - (10 \cdot 0,4) = 12 \text{ см};$$

– переріз стояка після 20 хвилин горіння нагадує коло, тому його площа:

$$A_{20} = \frac{\pi d_{20}^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 12^2}{4} = 113 \text{ см}^2$$
;

– радіус інерції для круглого перерізу: $i_{20} = 0,25 \cdot 12 = 3 \text{ см}$;

- гнучкість стояка: $\lambda_{20} = \frac{350}{3} = 117 > 70;$
- коефіцієнт поздовжнього вигину: $\varphi_{20} = \frac{3000}{\lambda_{fi}^2} = \frac{3000}{117^2} = 0,22;$
- несуча здатність стояка: $N_{20} = 0,22 \cdot 113 \cdot 4 = 99 \text{ кН.}$

Несуча здатність стояка через 20 хвилин після початку пожежі зменшилася настільки, що стала нижче рівня зовнішнього навантаження. За побудованим графіком (див. рис. 3.6.1) графоаналітичним способом фактична межа вогнестійкості визначається як $P_{\phi} = 19 \text{ хв.}$

Висновок. За розрахунком межа вогнестійкості дерев'яного стояка за ознакою втрати несучої здатності становить **R19**.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 3.6:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Висота стояка ℓ , м	4,8	3,6	4	3	5	2,7	5	3,5	4	4,5
Розміри поперечного перерізу, мм	Ø 250	175×175	Ø 200	150×150	200×200	Ø 150	250×250	125×125	Ø 150	250×250
Поздовжня стискальна сила N_n , кН	100	85	75	60	90	50	130	50	80	140
Розрахунковий опір стиску R_c , кН/см ²	1,3	1,45	1,5	1,4	1,6	1,4	1,45	1,3	1,4	1,45
Швидкість згоряння v , мм/хв	2,25	2	1,75	2	1,75	2	2	2,25	2	1,75

ЧАСТИНА 4

ВПЛИВ ВИБУХУ НА БУДІВЛІ ТА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

Особливостями дії вибуху на будівельні конструкції є поєднання постійних та тимчасових навантажень з потужними короткочасними динамічними навантаженнями вибухових впливів з вільною орієнтацією. Об'єкти, які з великою імовірністю можуть опинитися під впливом вибухів, слід розраховувати на особливі поєднання навантажень.

На дію короткочасних динамічних навантажень будівельні конструкції розраховують за двома групами граничних станів:

I – на відсутність руйнувань або відсутність пластичних деформацій конструкції;

II – на відсутність надмірного розкриття тріщин або відсутність надмірного переміщення.

Руйнування конструкцій при вибухових впливах відбувається при перевищенні їх межі міцності розрахунковими навантаженнями або при зміщенні конструкцій на опорах. Дію ударної хвилі можна розглядати як рівномірно розподілене динамічне навантаження.

Навантаження, що виникають у конструктивних елементах, залежать від параметрів вибухової хвилі, характеристик об'єкта, його розмірів і орієнтації щодо фронту хвилі.

Забезпечення вибухозахисту будівель при внутрішніх аварійних вибухах може здійснюватися у двох напрямках:

- зниженням надмірного тиску, що виникає при внутрішньому аварійному вибуху;
- підвищенням міцності та стійкості конструкції до дії аварійних (вибухових) навантажень.

Для зниження надмірного тиску, що виникає при внутрішніх аварійних вибухах, використовують **запобіжні (легкоскидні) конструкції**. Ними можуть бути вікна, двері, що відкриваються назовні, а також легкоскидні стінні панелі та полегшені плити покриттів приміщень.

Для проведення розрахунків щодо впливу аварійних вибухів на будівлі та будівельні конструкції розроблено і представлено значну кількість функціональних залежностей, які пов'язують між собою наступні показники:

- вигляд і кількість вибухової речовини (ВР);
- умови вибуху;
- відстань від місця вибуху до місця оцінки його наслідків;
- параметри ударної хвилі;
- ступінь пошкодження (руйнування) будівель, споруд, техніки або ступінь ураження людей.

Задача 4.1

Визначення надмірного тиску та ступеня руйнування будівлі при вибуху конденсованої вибухової речовини

Визначити надмірний тиск та ступінь руйнування будівлі при вибуху заряду вибухової речовини за таких умов:

- характеристика будівлі: цегляна будівля з залізобетонним перекриттям;
- умови вибуху: на ґрунті;
- вибухова речовина: гексоген;
- маса вибухової речовини $C = 10$ кг;
- відстань до будівлі $r = 10$ м.

При підриві заряду конденсованої ВР утворюється *осередок вибуху*, ударні хвилі якого здатні викликати великі руйнування на будівельних об'єктах. При розрахунках для оцінювання пошкоджень треба розглянути впливи на будівлі та будівельні конструкції від:

- 1) продуктів вибуху та розльоту уламків;
- 2) впливу ударної хвилі;
- 3) сейсмічного ефекту вибуху.

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методом розрахунку впливу вибуху заряду конденсованої ВР на будівлі та будівельні конструкції.

Приклад розв'язання задачі.

1. Визначення тротилового еквівалента M_T конденсованої вибухової речовини при вибуху на ґрунті:

$$M_T = 2\eta K_{ef} C = 2 \cdot 0,6 \cdot 1,3 \cdot 10 = 15,6 \text{ кг}, \quad (4.1.1)$$

де C – загальна маса заряду ВР, кг; K_{ef} – коефіцієнт ефективності ВР у порівнянні із зарядом тротилу тієї ж маси (визначається за додатком 37); 2 – коефіцієнт, що враховує умови наземного вибуху; η – коефіцієнт, що враховує утворення воронки (при повітряному вибуху в атмосфері коефіцієнти 2η не враховуються):

- на ґрунті $\eta = 0,6$;
- на бетоні $\eta = 0,95$;
- на сталевій плиті $\eta = 1$.

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Визначення приведенного радіуса вибуху $R_{пр}$:

$$R_{пр} = r / \sqrt[3]{M_T} = 10 / \sqrt[3]{15,6} = 4. \quad (4.1.2)$$

3. Визначення надмірного тиску ΔP_{Φ} :

$$\Delta P_{\Phi} = \frac{84}{R_{\Gamma P}} + \frac{270}{R_{\Gamma P}^2} + \frac{700}{R_{\Gamma P}^3} = \frac{84}{4} + \frac{270}{4^2} + \frac{700}{4^3} = 48,8 \text{ кПа.} \quad (4.1.3)$$

Висновок. За додатком 41, зменшуючи розраховане значення ΔP_{Φ} в 1,5 рази, можна зробити висновок, що будівля зазнає середніх руйнувань.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.1:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Характеристика будівлі	масивна промислова будівля з металевим каркасом	будівля зі збірного залізобетону	цегляна безкаркасна будівля з залізобетонним перекриттям	будівля зі збірного залізобетону	дерев'яна будівля	цегляна безкаркасна будівля з дерев'яним перекриттям	залізобетонна будівля антисейсмічної конструкції	дерев'яна будівля	масивна промислова будівля з металевим каркасом	цегляна безкаркасна будівля з залізобетонним перекриттям
Умови вибуху	на бетонній плиті	на ґрунті	у повітрі	на бетонній плиті	на ґрунті	на ґрунті	на бетонній плиті	у повітрі	на бетонній плиті	на ґрунті
Вибухова речовина	тритонал 80/20	гексоген	тритонал 90/10	гексоген	порох	тротил	тритонал 90/10	гексоген	гексоген	тритонал 80/20
Маса вибухової речовини С, кг	15	10	25	15	20	10	100	20	100	25
Відстань до будівлі r, м	10	10	25	15	30	20	25	50	35	20

Задача 4.2

Визначення впливу повітряного вибуху на стан міської забудови

Визначити для умов міської забудови відстань, починаючи з якої будівлі зазнають пошкоджень за таких умов:

- вибухова речовина: гексоген;
- маса вибухової речовини $C = 500$ кг;
- умови вибуху: повітряний вибух;
- характер руйнувань: сильні руйнування.

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методом розрахунку впливу вибуху заряду конденсованої ВР на будівлі міської забудови.

Приклад розв'язання задачі

При вибухах в умовах міської забудови характер поширення ударної хвилі істотно змінюється через її багатократне відбиття та екранування стінами будівель.

1. Визначення тротилового еквівалента при вибуху у повітрі – відповідно до пояснення в задачі 4.1, формули (4.1.1) та додатка 37:

$$M_T = K_{rf} C = 1,3 \cdot 500 = 650 \text{ кг}, \quad (4.2.1)$$

2. Визначення шуканої відстані:

$$r = K_p \sqrt[3]{M_T} / \sqrt[6]{1 + (3180 / M_T)^2} = 9,6 \sqrt[3]{650} / \sqrt[6]{1 + (3180 / 650)^2} = 48,6 \text{ м}. \quad (4.2.2)$$

де K_p – коефіцієнт, що відповідає різним ступеням руйнування:

$K_p < 5,6$ – повне руйнування будівель;

$K_p = 5,6 \dots 9,6$ – сильні руйнування будівлі (будівля підлягає зносу);

$K_p = 9,6 \dots 28$ – середні руйнування (можливе відновлення будівлі);

$K_p = 28 \dots 56$ – руйнування внутрішніх перегородок, дверних і віконних отворів;

$K_p = 56$ – руйнування 90 % скління.

Висновок. При повітряному вибуху заряду 500 кг гексогену для умов міської забудови можна очікувати сильних руйнувань, починаючи з відстані $r = 48,6$ м від епіцентру.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.2:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Умови вибуху	у повітрі	на ґрунті	у повітрі	на ґрунті	у повітрі	на ґрунті	у повітрі	на ґрунті	у повітрі	на ґрунті
Вибухова речовина	три-тонал 90/10	гексо-ген	три-тонал 80/20	гексо-ген	тро-тил	три-тонал 90/10	гексо-ген	три-тонал 80/20	гексо-ген	тро-тил
Маса вибухової речовини C , кг	500	250	100	50	500	100	250	100	50	250
Характер руйнувань	сильні	середні	90 % скління	внутрішні перегородки, дверні і віконні отвори	сильні	середні	повне	90 % скління	сильні	середні

Задача 4.3

Визначення надмірного тиску і питомого імпульсу у фронті повітряної ударної хвилі

Визначити надмірний тиск і питомий імпульс у фронті повітряної ударної хвилі при розгерметизації ємності і вибуху утвореної ГПС за таких умов:

- речовина, що зберігається: пропан;
- умови зберігання: в рідкому вигляді під тиском;
- маса речовини $M_{\text{ХР}} = 10 \text{ т}$;
- відстань від ємності $r = 100 \text{ м}$.

При розгерметизації ємності з легкозаймистою речовиною (ЛЗР) у вигляді газу чи рідини утворюється газоповітряна суміш (ГПС), здатна до вибуху. Ударні хвилі при вибуху ГПС спроможні викликати вельми великі руйнування на будівельних об'єктах.

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методом розрахунку впливу вибуху ГПС при надзвичайних ситуаціях, пов'язаних з порушенням умов зберігання газів та ЛЗР.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення маси пропану у складі ГПС:

$$C_B = \delta M_{\text{ХР}} = 0,5 \cdot 10000 = 5000 \text{ кг}, \quad (4.3.1)$$

де $M_{\text{ХР}}$ – маса речовини, що зберігалася у сховищі до аварії (до вибуху), кг; δ – коефіцієнт, залежний від способу зберігання речовини, що показує частку речовини, перехідну при аварії в газ:

- $\delta = 1$ – для газів при атмосферному тиску;
- $\delta = 0,5 \dots 0,6$ – для зріджених газів, що зберігаються під тиском;
- $\delta = 0,1$ – для зріджених газів, що зберігаються ізотермічно;
- $\delta = 0,02 \dots 0,07$ – для розлитих легкозаймистих речовин (ЛЗР).

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Визначення тротилового еквівалента M_T (див. додаток 44):

$$M_T = 2C_B \frac{Q}{Q_T} = 2 \cdot 5000 \cdot \frac{46,4}{4,52} = 102655 \text{ кг}, \quad (4.3.2)$$

де C_B – маса речовини, що вибухає у складі хмари ГПС, кг; Q – теплота, що виділяється при згоранні даної речовини (додаток 44), кДж/кг; Q_T – теплота вибуху тротилу, $Q_T = 4520 \text{ кДж/кг}$.

3. Визначення приведенного радіуса вибуху $R_{\text{пр}}$:

$$R_{\text{ГР}} = \frac{r}{\sqrt[3]{M_T}} = 100/\sqrt[3]{102655} = 2,14, \quad (4.3.3)$$

де r – відстань від центру вибуху, м.

4. Визначення надмірного тиску у фронті ударної хвилі ΔP_{Φ} :

$$\lg P_{\text{ГР}} = 0,65 - 2,18 \lg R_{\text{ГР}} + 0,52 (\lg R_{\text{ГР}})^2 = 0,65 - 2,18 \cdot \lg 2,14 + 0,52 \cdot (\lg 2,14)^2 = -0,0135, \quad (4.3.4)$$

звідки $P_{\text{ГР}} = 10^{-0,0135} = 0,969$.

де $P_{\text{ГР}}$ – тиск у фронті ударної хвилі.

$$\text{Отже } \Delta P_{\Phi} = P_0 \cdot P_{\text{ГР}} = 101 \cdot 0,97 = 97,87 \text{ кПа},$$

де P_0 – атмосферний тиск, $P_0 = 101$ кПа.

5. Визначення питомого імпульсу ударної хвилі I :

$$\lg I_{\text{ГР}} = 2,11 - 0,97 \lg R_{\text{ГР}} + 0,44 (\lg R_{\text{ГР}})^2 = 2,11 - 0,97 \lg 2,14 + 0,44 (\lg 2,14)^2 = 1,84, \quad (4.3.5)$$

звідки $I_{\text{ГР}} = 10^{1,84} = 69,2$,

де $I_{\text{ГР}}$ – приведений імпульс ударної хвилі.

$$I = I_{\text{ГР}} \sqrt[3]{M_T} = 69,2 \sqrt[3]{102655} = 3240 \text{ Па} \cdot \text{с}. \quad (4.3.6)$$

Висновок. На відстані 100 м від ємності надмірний тиск у фронті ударної хвилі $\Delta P_{\Phi} = 97$ кПа. Питомий імпульс ударної хвилі $I = 3240$ Па·с.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.3:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Речовина, що зберігається	пропан	метан	бутан	аміак	метан	пропан	аміак	етиловий спирт	бутан	ацетон
Умови зберігання	зріджений газ, зберігається під тиском	при атмосферному тиску	зріджений газ, зберігається під тиском	при атмосферному тиску	зріджений газ, зберігається під тиском	зріджений газ, зберігається ізотермічно	при атмосферному тиску	розлита ЛЗР	зріджений газ, зберігається ізотермічно	розлита ЛЗР

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.3 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Маса речовини $M_{\text{ХР}}$, кг	25	35	20	15	55	25	35	100	40	45
Відстань від ємності r , м	200	250	100	50	300	200	100	100	100	100

Примітка. Теплота вибуху тротилу $Q_T = 4520$ кДж/кг; атмосферний тиск $P_0 = 101$ кПа.

Задача 4.4

Визначення небезпечних зон при вибуху ємності з вибуховою речовиною

Визначити небезпечні зони при вибуху ємності, в якій міститься небезпечна речовина, та оцінити характер руйнувань будівлі за таких умов:

- речовина, що зберігається: бутан-пропан;
- умови зберігання: зріджений газ, зберігається ізотермічно;
- маса речовини $M_{\text{ХР}} = 100$ т;
- відстань від ємності $r = 500$ м;
- характеристика будівлі: промислова будівля з металевим каркасом.

В осередку наземного вибуху ГПС прийнято виділяти три півсферичні зони у надземному просторі (рис. 4.4.1) та зону сейсмічного ефекту вибуху.

Радіус зони детонаційної хвилі r_1 газоповітряної суміші (ГПС) для найбільш часто використовуваних вуглеводнів виявляється майже однаковим. тому його можна приблизно розрахувати за емпіричною формулою

$$r_1 = 1,75 \sqrt[3]{\delta \cdot M_{\text{ХР}}} , \quad (4.4.1)$$

де $M_{\text{ХР}}$ – маса речовини, що зберігалася у сховищі до аварії (до вибуху), кг; δ – коефіцієнт, залежний від способу зберігання речовини, що показує частку речовини, перехідну при аварії в газ (див. задачу 4.3).

Радіус зони дії продуктів вибуху ГПС, які здатні пошкодити будівельні об'єкти, r_2 розраховують за емпіричною формулою:

$$r_2 = 1,7 \times r_1 . \quad (4.4.2)$$

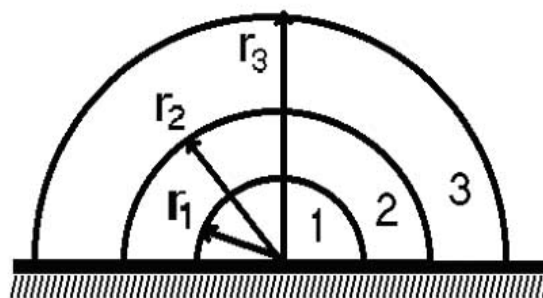


Рисунок 4.4.1 – Зони осередку вибуху ВР:

1 – зона детонаційної хвилі, r_1 ; 2 – дії продуктів вибуху, r_2 ; 3 – повітряної вибухової хвилі, r_3

Параметри повітряної ударної хвилі поза межами газової хмари (r_3) залежать від потужності вибуху. За законом подібності надмірний тиск у цій зоні $\Delta P_{\Phi 3}$ для найбільш часто використовуваних вуглеводнів можна визначити з достатнім наближенням через відносний коефіцієнт ψ_1 , використовуючи емпіричні розрахункові формули:

$$\psi_1 = 0,24 \cdot \frac{r_3}{r_1}, \quad (4.4.3)$$

$$\text{при } \psi_1 \leq 2 \quad \Delta P_{\Phi 3} = \frac{700}{3 \times (\sqrt{1 + 29,8 \cdot \psi_1^3} - 1)}, \quad (4.4.4)$$

$$\text{при } \psi_1 > 2 \quad \Delta P_{\Phi 3} = \frac{22}{\psi_1 \cdot \sqrt{\lg \psi_1 + 0,158}}, \quad (4.4.5)$$

де r_3 – відстань від місця вибуху до точки в зоні 3; $\Delta P_{\Phi 3}$ – надмірний тиск вибухової хвилі на відстані r_3 .

Мета розв’язання задачі: ознайомитися з методом розрахунку впливу вибуху ГПС при зовнішніх вибухах на стан будівель з різних будівельних систем.

Приклад розв’язання задачі

1. Визначення радіуса зони детонаційної хвилі r_1 (зони 1):

$$r_1 = 1,75 \cdot \sqrt[3]{\delta \cdot M_{\text{хр}}} = 17,5 \cdot \sqrt[3]{1 \cdot 100} = 81,21 \text{ м},$$

Коефіцієнт переходу рідкого продукту в ГПС $\delta = 1$ згідно (4.3.1).

2. Визначення радіуса зони дії продуктів вибуху r_2 (зона 2):

$$r_2 = 1,7 \times r_1 = 1,7 \times 81,21 = 138,06 \text{ м}.$$

3. Визначення надмірного тиску на фронті вибухової хвилі на відстані $r_3 = 500$ м від місця вибуху:

$$\psi_1 = 0,24 \cdot \frac{r_3}{r_1} = 0,24 \cdot \frac{500}{81,21} = 1,47.$$

Оскільки $\psi_1 \leq 2$, то:

$$\Delta P_{\Phi 3} = \frac{700}{3 \cdot (\sqrt{1 + 29,8 \cdot \psi_1^3} - 1)} = \frac{700}{3 \cdot (\sqrt{1 + 29,8 \cdot 1,47^3} - 1)} = 26,57 \text{ кПа}.$$

Висновок. Згідно додатка 41 можна очікувати слабких пошкоджень промислової будівлі з металевим каркасом на відстані 500 м від місця вибуху.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.4:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Речовина, що зберігається	бутан пропан	метан	пропан	аміак	ацетилен	бутан	водень	бутан пропан	аміак	метан
Умови зберігання	зріджений газ, зберігається під тиском	при атмосферному тиску	зріджений газ, зберігається ізотермічно	зріджений газ, зберігається під тиском	зріджений газ, зберігається під тиском	при атмосферному тиску	зріджений газ, зберігається ізотермічно	зріджений газ, зберігається ізотермічно	при атмосферному тиску	зріджений газ, зберігається під тиском
Маса речовини $M_{\text{ХР}}$, т	100	50	80	15	25	25	10	50	40	150
Відстань від ємності r , м	250	250	350	50	100	150	100	300	100	500
Характеристика будівлі	масивна промислова будівля з металевим каркасом	будівля зі збірної залізобетону	цегляна безкаркасна будівля з залізобетонним перекриттям	будівля зі збірної залізобетону	цегляна безкаркасна будівля з залізобетонним перекриттям	масивна промислова будівля з металевим каркасом	залізобетонна будівля антисейсмічної конструкції	будівля зі збірної залізобетону	масивна промислова будівля з металевим каркасом	залізобетонна будівля антисейсмічної конструкції

Задача 4.5

Визначення ступеня пошкодження приміщення при вибуху в ньому газоповітряної суміші

Оцінити ступінь пошкодження приміщення в цегляній безкаркасній будівлі із залізобетонним перекриттям при вибуху в ньому газоповітряної суміші та швидкісний натиск вибуху при перекиданні устаткування за таких умов:

- маса суміші $m = 2$ кг;
- теплота згоряння суміші $Q = 40 \cdot 10^6$ Дж·кг⁻¹;
- коефіцієнт участі пальної суміші у вибуху $Z = 0,5$;
- початкова температура повітря $T_0 = 300$ К;
- густина повітря до вибуху $\rho_B = 1,29$ кг·м⁻³;
- теплоємність повітря $c_B = 1,01 \cdot 10^3$ Дж·кг⁻¹·К⁻¹;
- початковий тиск повітря до вибуху $P_0 = 101$ кПа;

- об'єм приміщення $V_{\text{пр}} = 100 \text{ м}^3$;
- коефіцієнт негерметичності та неадіабатичності $K_H = 3$;
- параметри устаткування: $a=3 \text{ м}$; $b=2 \text{ м}$; $G=20 \text{ кН}$; $\xi_x=0,8$; $S=6 \text{ м}^2$.

При вибухах газоповітряних сумішей усередині приміщень необхідно враховувати як концентрацію горючої компоненти і характер вибухового горіння, так і додаткові чинники, які впливають на процес вибуху, наприклад, участь горючої речовини у дефлаграційному процесі, її густину за різних температур, нещільність об'єму приміщення тощо.

Розрахунок надмірного тиску ΔP_{Φ} у приміщенні для індивідуальних речовин, а також для сумішей може бути виконаний за формулою:

$$\Delta P_{\Phi} = \frac{mQP_0Z}{V_{\text{пр}}\rho_B c_B T_0 K_H} \quad (4.5.1)$$

де m – маса суміші, кг; Q – теплота згоряння речовини, Дж·кг⁻¹; P_0 – початковий тиск повітря до вибуху, кПа (допускається приймати рівним $P_0 = 101 \text{ кПа}$); Z – коефіцієнт участі пальної суміші у вибуху; $V_{\text{пр}}$ – вільний об'єм приміщення, м³; ρ_B – густина повітря до вибуху при початковій температурі T_0 , кг·м⁻³; c_B – теплоємність повітря, Дж·кг⁻¹·К⁻¹ (допускається приймати $c_B = 1,01 \cdot 10^3 \text{ Дж·кг}^{-1} \cdot \text{К}^{-1}$); T_0 – початкова температура повітря, К; K_H – коефіцієнт, що враховує негерметичність приміщення і неадіабатичність процесу горіння (допускається приймати $K_H = 3$).

Ступінь пошкодження об'єкта (будівлі, споруди і т.п.) оцінюється за критерієм оцінки фізичної стійкості (сильне пошкодження, середнє, слабке), а об'єктів дії (устаткування, установок і т.п.) – за критерієм перекидання і зсуву. Критерієм оцінки фізичної стійкості будівельного об'єкта є надмірний тиск при вибуху ΔP_{Φ} , а критерієм оцінки за перекиданням і зсувом – швидкісний натиск вибуху $P_{\text{СК}}$.

$$P_{\text{СК}} = \frac{2,5 \cdot \Delta P_{\Phi}^2}{\Delta P_{\Phi} + 7P_0} \quad (4.5.2)$$

Розрахований швидкісний натиск вибуху порівнюється зі стійкістю об'єкта при перекиданні та з його опором до зсуву за формулами:

$$\text{при перекиданні} \quad P_{\text{СК}}^{\text{ОП}} \geq \frac{a}{b} \frac{G}{\xi_x S} ; \quad (4.5.3)$$

$$\text{при зсуві} \quad P_{\text{СК}}^{\text{СМ}} \geq \frac{fG}{\xi_x S} , \quad (4.5.4)$$

де a – висота об'єкта, м; b – ширина об'єкта, м; G – вага об'єкта, Н; f – коефіцієнт тертя; G – вага об'єкта, Н; ξ_x – коефіцієнт опору; S – площа поперечного перерізу, м².

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методом розрахунку впливу вибуху ГПС всередині будівель різних будівельних систем на їх стан та стан устаткування.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення надмірного тиску при вибуху газоповітряної суміші:

$$\Delta P_{\Phi} = \frac{m Q P_0 Z}{V_{\text{ГР}} \rho_{\text{В}} c_{\text{В}} T_0 K_{\text{Н}}} = \frac{2 \cdot 40 \cdot 10^6 \cdot 101 \cdot 0,5}{100 \cdot 1,29 \cdot 1,01 \cdot 10^3 \cdot 300 \cdot 3} = 34,44 \text{ кПа} .$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

Згідно додатка 41 ($34,44/1,5 \approx 23$ кПа), очікується середній ступінь пошкодження приміщення.

2. Визначення швидкісного натиску вибуху:

$$P_{\text{СК}} = \frac{2,5 \cdot \Delta P_{\Phi}^2}{\Delta P_{\Phi} + 7 P_0} = \frac{2,5 \cdot 34,44^2}{34,44 + 7 \cdot 101} = 3,999 \text{ кПа} ;$$

$$P_{\text{СК}}^{\text{оп}} = \frac{a}{b} \frac{G}{\xi_x S} = \frac{3}{2} \cdot \frac{20}{0,8 \cdot 6} = 6,25 \text{ кПа} .$$

Необхідний тиск при перекиданні перевищує швидкісний натиск вибуху, тому устаткування не перекинеться.

Висновок. За розрахунком при вибуху газоповітряної суміші за вказаних умов у цегляній безкаркасній будівлі із залізобетонним перекриттям очікується середній ступінь пошкодження приміщення, при цьому устаткування не перекинеться.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.5:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Характеристика будівлі	промисло-ва будівля з металевим каркасом і за-скленням 30%	залізобетонна будівля з анти-сейсмічної конструкції	будівля зі збір-ного залізобетону	масивна промисло-ва будівля з металевим каркасом	цегляна безкаркасна будівля з залізобетонним перекриттям	промисло-ва будівля з металевим каркасом і за-скленням 30%	залізобетонна будівля з анти-сейсмічної конструкції	будівля зі збір-ного залізобетону	промисло-ва будівля з металевим каркасом і за-скленням 30%	цегляна безкаркасна будівля з залізобетонним перекриттям

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.5 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Маса суміші m , кг	8	14	70	30	60	40	35	500	1000	150
Теплота згоряння суміші Q , Дж·кг ⁻¹	$40 \cdot 10^6$	$50 \cdot 10^6$	$18 \cdot 10^6$	$46 \cdot 10^6$	$18 \cdot 10^6$	$44 \cdot 10^6$	$50 \cdot 10^6$	$2,37 \cdot 10^6$	$2,8 \cdot 10^6$	$40 \cdot 10^6$
Коефіцієнт участі пальної суміші у вибуху Z	0,8	0,8	0,5	0,7	0,5	0,7	0,8	0,2	0,05	0,5
Початкова температура повітря T_0 , К	293	293	293	300	300	293	293	293	293	300
Густина повітря до вибуху ρ_v , кг·м ⁻³	1,29	1,29	1,29	1,165	1,165	1,29	1,29	1,29	1,29	1,165
Об'єм приміщення $V_{пр}$, м ³	800	1150	2000	2700	3000	3300	3750	10000	20000	5000
Коефіцієнт негерметичності та неадіабатичності K_H	3	1,5	2,5	2	3	3	1,5	3	3	3
Параметри устаткування										
Висота a , м	2,5	3	1	4	3	3	4	4	5	4
Ширина b , м	1,5	2,5	2,5	2,5	2	3	3	6	8	4
Вага G , кН	20	40	10	45	35	35	60	100	160	80
Коефіцієнт опору ξ_x	0,8	0,8	0,8	0,7	0,7	0,8	0,8	0,7	0,7	0,8
Площа поперечного перерізу S , м ²	3,75	7,5	2,5	10	6	9	12	24	40	16

Примітка. Теплоємність повітря $c_v = 1,01 \cdot 10^3$ Дж·кг⁻¹·К⁻¹; початковий тиск повітря до вибуху $P_0 = 101$ кПа.

Задача 4.6

Визначення надлишкового об'єму та тиску в замкненому приміщенні при вибуху газоповітряної суміші

Визначити надлишковий об'єм та тиск продуктів вибуху газоповітряної суміші всередині замкненого приміщення за таких умов:

- газ, що вибухає: пропан;
- концентрація газу в суміші $c_r = 50 \text{ г} \cdot \text{м}^{-3}$;
- об'єм приміщення $V_{\text{пр}} = 500 \text{ м}^3$;
- початкова температура повітря $t_0 = 20^\circ\text{C}$.

При вибухах газоповітряних сумішей параметри усередині газової хмари можуть змінюватися в дуже широких межах залежно від умов вибуху, концентрації горючої компоненти і характеру вибухового горіння, які при прогнозуванні вибухів, особливо на відкритому повітрі, врахувати практично не можливо. Тому звичайно розрахунки проводять для гіршого випадку, при якому руйнівні наслідки вибуху є найбільшими.

Таким якнайгіршим випадком є детонаційне горіння суміші стехіометричного складу.

Якщо вибухонебезпечна суміш стехіометричної концентрації знаходиться в замкнутому об'ємі, то при згорянні суміші її тиск, порівняно з початковим, збільшиться. Цей процес описується формулою:

$$\frac{P_{\text{в}}}{P_{\text{п}}} = \frac{T_{\text{в}} \Sigma n_{\text{пг}}}{T_{\text{п}} \Sigma n_{\text{п}}}, \quad (4.6.1)$$

де $P_{\text{п}}$ – початковий тиск суміші до горіння, Па; $P_{\text{в}}$ – тиск продуктів згорання після реакції, Па; $T_{\text{в}}$ – температура продуктів горіння під час вибуху, К; $T_{\text{п}}$ – початкова температура суміші, К; $\Sigma n_{\text{п}}$ – початкова кількість молей суміші до горіння; $\Sigma n_{\text{пг}}$ – число молей продуктів згорання, що утворились внаслідок реакції. Величини $\Sigma n_{\text{п}}$ та $\Sigma n_{\text{пг}}$ визначаються з реакції горіння.

Враховуючи об'єднаний закон газового стану, рівняння (4.6.1) можна подати у вигляді:

$$\frac{V_{\text{в}}}{V_{\text{п}}} = \frac{T_{\text{в}} \Sigma n_{\text{пг}}}{T_{\text{п}} \Sigma n_{\text{п}}}; \quad V_{\text{в}} = \frac{T_{\text{в}} \Sigma n_{\text{пг}}}{T_{\text{п}} \Sigma n_{\text{п}}} V_{\text{п}}, \quad (4.6.2)$$

де $V_{\text{п}}$ – початковий об'єм суміші до горіння; $V_{\text{в}}$ – об'єм продуктів вибуху.

Тобто якщо початковий об'єм $V_{\text{п}}$ прийняти за одиницю, тоді при вибуху об'єм продуктів горіння буде перевищувати початковий у

$$V_{\text{в}} = \frac{T_{\text{в}} \Sigma n_{\text{пг}}}{T_{\text{п}} \Sigma n_{\text{п}}} \text{ разів.} \quad (4.6.3)$$

Іншими словами, *ступінь розширення* продуктів горіння ε при вибуху можна виразити:

$$\frac{T_B \Sigma n_{\Pi\Gamma}}{T_{\Pi} \Sigma n_{\Pi}} = \varepsilon . \quad (4.6.4)$$

Відомо, що максимально можливий надмірний тиск в замкнутому об'ємі ΔP_B буде при $V_{\text{см}} = V_{\text{пр}}$, де $V_{\text{см}}$ – об'єм вибухонебезпечної суміші при стехіометричній концентрації, а $V_{\text{пр}}$ – об'єм приміщення.

Його можна визначити за формулою:

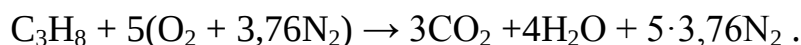
$$\Delta P_B = P_{\Pi} \left(\frac{T_B \Sigma n_{\Pi\Gamma}}{T_{\Pi} \Sigma n_{\Pi}} - 1 \right) \frac{V_{\text{см}}}{V_{\text{пр}}} , \quad \text{Па} , \quad (4.6.5)$$

де P_{Π} – початковий тиск у приміщенні, Па; $\Sigma n_{\Pi\Gamma}$, Σn_{Π} – кількість молей продуктів горіння та початкової суміші, моль; T_B – температура продуктів горіння під час вибуху, К; T_{Π} – початкова температура, К.

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з причинами зростання тиску у приміщенні при вибуху ГПС та методом розрахунку надлишкового об'єму та тиску.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення реакції горіння (додаток 45) та молярного співвідношення ζ :



$$\Sigma n_{\Pi} = 24,8 \approx 25$$

$$\Sigma n_{\Pi\Gamma} = 25,8 \approx 26.$$

$$\zeta = \frac{\Sigma n_{\Pi\Gamma}}{\Sigma n_{\Pi}} = \frac{26}{25} = 1,04 , \quad (4.6.6)$$

де Σn_{Π} – початкова кількість молей суміші до горіння; $\Sigma n_{\Pi\Gamma}$ – число молей продуктів згорання, що утворились внаслідок реакції.

2. Визначення надлишкового об'єму повітря в 1 м^3 приміщення V_{air}' :

$$V_{\text{air}}' = 1000 - \frac{c_{\Gamma} \cdot V_M \cdot \Sigma n_{\Pi}}{M_g} = 1000 - \frac{50 \cdot 22,4 \cdot 25}{44} = 364 \text{ л/м}^3 \approx 0,36 \text{ м}^3/\text{м}^3, \quad (4.6.7)$$

де c_{Γ} – концентрація пропану в суміші, г·м⁻³; V_M – молярний об'єм газу, $V_M = 22,4 \text{ л/моль}$; M_g – молярна маса газу (пропану), $M_g = 44 \text{ г/моль}$.

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

3. Визначення об'єму продуктів горіння в 1 м^3 приміщення V'_B :

$$V'_B = \frac{c_{\Gamma} \cdot V_M \cdot \sum n_{\Gamma\Gamma}}{M_g} = \frac{50 \cdot 22,4 \cdot 26}{44} = 662 \text{ л/м}^3 \approx 0,66 \text{ м}^3/\text{м}^3. \quad (4.6.8)$$

4. Визначення сумарного об'єму газів у приміщенні V_{Σ} :

$$V_{\Sigma} = (V'_{air} + V'_B) \cdot V_{\Gamma\Gamma} = (0,36 + 0,66) \cdot 500 = 510 \text{ м}^3, \quad (4.6.9)$$

де $V_{\Gamma\Gamma}$ – об'єм приміщення, м^3 .

5. Визначення об'єму продуктів горіння з урахуванням температури V_t :

$$V_t = V_{\Sigma} \cdot \frac{T_B}{T_0} = 510 \cdot \frac{1000}{293} = 1741 \text{ м}^3, \quad (4.6.10)$$

де T_B – температура продуктів горіння під час вибуху, К; T_0 – початкова температура суміші, К.

6. Визначення надмірного об'єму ΔV_t та тиску ΔP_B при вибуху:

$$\begin{aligned} \Delta V_t &= V_t - V_{\Gamma\Gamma} = 1741 - 500 = 1241 \text{ м}^3; \\ \Delta P_B &= P_0 \cdot \frac{\Delta V_t}{V_{\Gamma\Gamma}} = 101 \cdot \frac{1241}{500} = 251 \text{ кПа}, \end{aligned} \quad (4.6.11)$$

де P_0 – початковий (атмосферний) тиск, $P_0 = 101 \text{ кПа}$.

Висновок. За розрахунком при вибуху пропану всередині замкненого приміщення надлишковий об'єм продуктів вибуху становитиме 1241 м^3 , а надмірний тиск – 251 кПа .

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.6:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Об'єм приміщення $V_{\Gamma\Gamma}$, м^3	600	500	400	300	500	1000	900	700	3000	5000
Речовина, що вибухає	пропан C_3H_8	метан CH_4	бутан C_4H_{10}	ацетилен C_2H_2	пропан C_3H_8	аміак NH_3	бутан C_4H_{10}	ацетилен C_2H_2	аміак NH_3	метан CH_4
Концентрація газу в суміші c_{Γ} , м^3	50	40	45	50	70	20	40	25	30	50
Початкова температура T_0 , К	300	293	293	300	293	293	300	293	300	300

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.6 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Температура продуктів реакції при вибуху $T_{\text{пр}}$, К	1200	1100	1300	1200	1100	900	1000	1400	900	1000

Примітка. Початковий (атмосферний) тиск $P_0 = 101$ кПа; молярний об'єм газу $V_M = 22,4$ л/моль.

Задача 4.7

Визначення площі легкоскридних конструкцій у виробничому приміщенні

Визначити питому та загальну площу легкоскридних конструкцій у виробничому приміщенні при вибуху газоповітряної суміші (гпс) за таких умов:

- вибухова речовина: пропан C_3H_8 ;
- об'єм приміщення $V_{\text{пр}} = 500$ м³
- початкова температура $T_0 = 293$ К;
- атмосферний тиск $p_0 = 101$ кПа;
- допустимий надмірний тиск $\Delta P_{\text{пер}} = 5$ кПа;
- загазованість приміщення $\alpha = 30$ %;
- температура продуктів реакції при вибуху $T_B = 1000$ К;
- нормальна швидкість поширення полум'я $v_{\text{нор}} = 1,57$ м/с.

Для зменшення тиску на будівельні конструкції необхідно вжити відповідних заходів, наприклад, забезпечити швидке зниження тиску на них після вибуху.

Під час вибуху газоповітряної суміші всередині приміщення зміну тиску в ньому можна охарактеризувати графіком, поданим на рис. 4.7.1, на якому продемонстровано зменшення тиску вибуху в закритому приміщенні при застосуванні легкоскридних конструкцій (ЛСК).

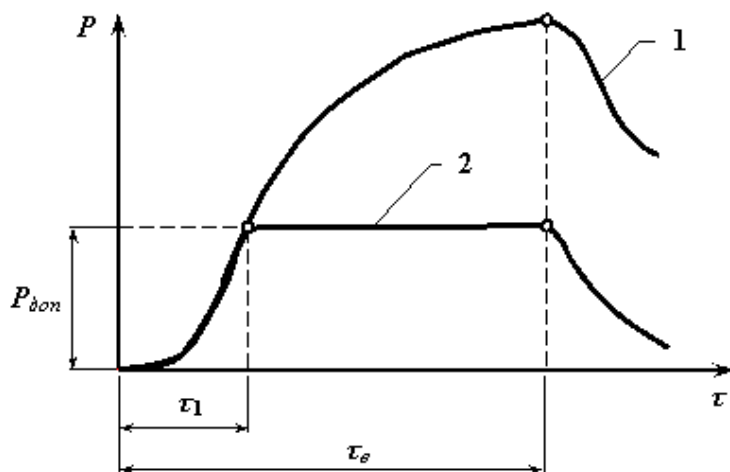


Рисунок 4.7.1 – Схема зміни тиску при вибуху:

1 – крива зміни тиску в закритому приміщенні; 2 – крива зміни тиску в будівлі з вибуховими отворами (ЛСК)

Оскільки конструкції приміщення мають власну міцність, яка дозволяє витримувати певний тиск, то надмірний об'єм продуктів вибуху ΔV_B , який потрібно видалити із приміщення для недопущення його пошкодження, можна визначити за формулою:

$$\Delta V_B = V_B - V_{\Pi} \frac{P_{per}}{P_{\Pi}}, \quad (4.7.1)$$

де P_{per} – допустимий тиск на конструкції приміщення; V_B – об'єм продуктів горіння; V_{Π} – об'єм газоповітряної суміші; P_{Π} – початковий тиск у приміщенні.

Швидкість витікання та витрати газу при адіабатичному стиску залежать від відношення тиску в середовищі, в яке витікає газ P_a , до тиску в замкненому приміщенні P_{Π} , де сталася реакція.

Розрахункова формула для визначення швидкості витікання v має наступний вигляд:

$$v = \varphi \sqrt{2g \frac{k}{k-1} P_{per} V_t \left[1 - \left(\frac{P_a}{P_{per}} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}, \quad (4.7.2)$$

де g – прискорення сили ваги, м/с²; V_t – питомий об'єм продуктів горіння з урахуванням температури, м³/Н; φ – коефіцієнт витрати; P_a – тиск середовища, в яке відбувається витікання, Н/м²; P_{per} – допустимий тиск на конструкції приміщення, Н/м² ($P_{per} = P_a + \Delta P_{per}$); ΔP_{per} – допустимий надмірний тиск, Н/м²; k – показник адіабати для двохатомних газів (відношення питомої теплоємності при $P=\text{const}$ до питомої теплоємності при $V=\text{const}$).

Якщо підставити у формулу (4.7.2) значення питомого об'єму газу V_t з урахуванням поправки на температуру:

$$V_t = \frac{1}{\rho_0} \frac{T_B}{T_0} \frac{P_a}{P_{per}}, \quad (4.7.3)$$

де ρ_0 – питома вага продуктів згоряння при 0 °С, Н/м³; T_B – температура продуктів реакції при вибуху, К; T_0 – початкова температура продуктів згоряння, К.

Тоді в перетвореному виді формула (4.7.2) набуде вигляду:

$$v = \varphi \sqrt{2g \frac{k}{k-1} P_{\Pi} \frac{T_B}{\rho_0 T_0} \left[1 - \left(\frac{P_a}{P_{per}} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}. \quad (4.7.4)$$

Якщо у формулу (4.7.4) підставити значення, які можна вважати сталими ($\varphi=0,75$; $g=9,81$ м/с²; $k=1,4$; $P_a=10^5$ Н/м²; $T_0=273$ К; $\rho_0=12,93$ Н/м³), то в остаточному вигляді:

$$v = 33,3 \sqrt{T_B \left[1 - \left(\frac{P_a}{P_{per}} \right)^{0,286} \right]} . \quad (4.7.5)$$

Для недопущення пошкодження приміщення, в якому стався вибух, треба, щоб продукти вибуху мали змогу витікати назовні через прорізи. Площа вибухових прорізів відповідає вимогам безпеки при дотриманні двох умов:

$$\Delta V_B = \Delta V_i ; \quad (4.7.6)$$

$$\left| \frac{dP}{d\tau} \right|_B = \left| \frac{dP}{d\tau} \right|_u , \quad (4.7.7)$$

де ΔV_B – надлишковий об’єм продуктів реакції, що утворилися при вибуху, м³; ΔV_i – витрата продуктів реакції при витіканні через вибуховий проріз, м³; $\left| \frac{dP}{d\tau} \right|_B$ – швидкість зміни тиску при вибуху, Н/м, с; $\left| \frac{dP}{d\tau} \right|_u$ – швидкість зміни тиску при витіканні, Н/м, с.

З рівняння нерозривності відомо, що

$$\Delta V_i = f_{ВП} \cdot v \cdot \tau_B , \quad (4.7.8)$$

де $f_{ВП}$ – площа вибухових прорізів, м²; v – швидкість витікання продуктів згоряння, м/с; τ_B – час вибуху, с.

З формули (4.7.8) випливає:

$$f_{ВП} = \frac{\Delta V_B}{v \cdot \tau_B} . \quad (4.7.9)$$

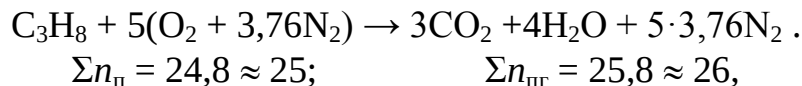
З формул (4.7.5) і (4.7.9) в остаточному вигляді визначається площа вибухових прорізів $f_{ВП}$:

$$f_{ВП} = \frac{\Delta V_B}{33,3 \tau_B \sqrt{T_B \left[1 - \left(\frac{P_a}{P_{per}} \right)^{0,286} \right]}} . \quad (4.7.10)$$

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методом розрахунку площі легкоскридних конструкцій у виробничому приміщенні при небезпеці вибуху.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення реакції горіння (додаток 45) та молярного співвідношення:



де $\Sigma n_{\text{П}}$ – початкова кількість молей суміші до горіння; $\Sigma n_{\text{ПГ}}$ – число молей продуктів згоряння, що утворились внаслідок реакції.

2. Визначення ступеня розширення продуктів згоряння ε :

$$\varepsilon = \frac{\sum n_{\text{ПГ}}}{\sum n_{\text{П}}} \cdot \frac{T_{\text{В}}}{T_0} = \frac{26}{25} \cdot \frac{1000}{293} = 3,55. \quad (4.7.11)$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

3. Визначення еквівалентного радіуса сфери вибуху R та часу вибуху $\tau_{\text{В}}$:

$$R = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot V_{\text{ПГ}}}{4\pi}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 500}{4\pi}} = 4,92 \text{ м}; \quad (4.7.12)$$

$$\tau_{\text{В}} = \frac{0,5 \cdot R}{v_{\text{нор}} \cdot \varepsilon} = \frac{0,5 \cdot 4,92}{1,57 \cdot 3,55} = 0,44 \text{ с}. \quad (4.7.13)$$

4. Визначення надлишкового об'єму продуктів горіння на $V_{\text{сп}} = 1 \text{ м}^3$:

$$\Delta V_{\text{ПГ}} = V_{\text{сп}} \cdot \left(\varepsilon - \frac{P_0 + \Delta P_{\text{пер}}}{P_0} \right) = 1 \cdot \left(3,55 - \frac{106}{101} \right) = 2,5 \text{ м}^3/\text{м}^3, \quad (4.7.14)$$

де $\Delta P_{\text{пер}}$ – допустимий надмірний тиск, $\Delta P_{\text{пер}} = 5 \text{ кПа}$.

5. Визначення швидкості поширення продуктів реакції $v_{\text{В}}$:

$$v_{\text{В}} = 33,3 \cdot \sqrt{T_{\text{В}} \cdot \left[1 - \left(\frac{P_0}{P_0 + \Delta P_{\text{пер}}} \right)^{0,286} \right]} = 33,3 \cdot \sqrt{1000 \cdot \left[1 - \left(\frac{101}{106} \right)^{0,286} \right]} = 123 \text{ м/с}. \quad (4.7.15)$$

6. Визначення питомої та необхідної площі ЛСК при 100 % загазованості:

$$f_{100} = \frac{\Delta V_{\text{ПГ}}}{v_{\text{В}} \cdot \tau_{\text{В}}} = \frac{2,5}{123 \cdot 0,44} = 0,046 \text{ м}^2/\text{м}^3; \quad (4.7.16)$$

$$F_{100} = f_{100} \cdot V_{\text{ПГ}} = 0,046 \cdot 500 = 23 \text{ м}^2. \quad (4.7.17)$$

7. Визначення питомої та необхідної площі ЛСК при 30 % загазованості:

$$f_{30} = f_{100} \cdot \sqrt{\frac{\alpha}{100}} = 0,046 \cdot \sqrt{\frac{30}{100}} = 0,025 \text{ м}^2/\text{м}^3; \quad (4.7.18)$$

$$F_{30} = f_{30} \cdot V_{\text{ГР}} = 0,025 \cdot 500 = 12,5 \text{ м}^2. \quad (4.7.19)$$

Висновок. За розрахунком при вибуху газоповітряної суміші у виробничому приміщенні за вказаних умов питома та загальна площа легкоскридних конструкцій повинні складати при 100 % загазованості відповідно 0,046 м²/м³ та 23 м²; а при 30 % загазованості відповідно 0,025 м²/м³ та 12,5 м².

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 4.7:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Об'єм приміщення $V_{\text{пр}}$, м ³	600	500	400	300	500	1000	900	700	3000	5000
Речовина, що вибухає	пропан C ₃ H ₈	метан CH ₄	бутан C ₄ H ₁₀	ацетилен C ₂ H ₂	пропан C ₃ H ₈	аміак NH ₃	бутан C ₄ H ₁₀	ацетилен C ₂ H ₂	аміак NH ₃	метан CH ₄
Загазованість приміщення α , %	35	30	25	30	40	35	30	25	30	45
Початкова температура T_0 , К	300	293	293	300	293	293	300	293	300	300
Температура продуктів реакції при вибуху $T_{\text{в}}$, К	1200	1100	1300	1200	1100	900	1000	1400	900	1000
Нормальна швидкість поширення полум'я $v_{\text{нор}}$, м/с	1,57	0,34	1,5	0,68	1,57	0,4	1,5	0,68	0,4	0,34
Допустимий надлишковий тиск $\Delta P_{\text{пер}}$, кПа	10	5	15	5	15	10	10	5	5	5

Примітка. Атмосферний тиск $p_0 = 101$ кПа.

ЧАСТИНА 5

ВІДНОВЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Задача 5.1

Посилення цегляного стовпа, що має тріщини

Розрахувати посилення центрально навантаженого цегляного стовпа висотою $H = 3$ м і перерізом $b \times h = 51 \times 51$ см (рис. 5.1.1) за наступних умов. Стовп, виконаний із глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на цементному розчині марки 25, являє собою вільно стоячу конструкцію, на яку передається поздовжня сила від розрахункових навантажень $N = 350$ кН. У кладці цегляного стовпа у процесі експлуатації виникли тріщини з розкриттям до 2 мм і вони перетинають не більше восьми рядів кладки.

Мета розв'язання задачі: підібрати спосіб посилення цегляного стовпа, що розтріскався під час експлуатації.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити розрахункову висоту та гнучкість цегляного стовпа;
- визначити пружну характеристику кладки та коефіцієнт поздовжнього вигину;
- визначити розрахунковий опір кладки стисканню;
- визначити несучу здатність стовпа;
- призначити спосіб посилення;
- визначити несучу здатність посиленого стовпа;
- визначити ефективність посилення.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення несучої здатності існуючої кладки.

Розрахункова висота стовпа l_0 для прийнятої схеми обпирання дорівнює:

$$l_0 = \mu H = 2H = 2 \cdot 3 = 6 \text{ м.} \quad (5.1.1)$$

де μ – коефіцієнт гнучкості: за умовою защемлення вільно стоячого стовпа внизу $\mu = 2$ (див. рис. 5.1.1).

Гнучкість стовпа у площині перерізу λ_h дорівнює:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{b} = \frac{600}{51} = 11,8. \quad (5.1.2)$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

За таблицями у додатках 31 та 32 знаходимо пружну характеристику заданої кладки $\alpha = 1000$ і коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,845$.

Оскільки $h > 30$ см, то коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження $m_q = 1$; за додатком 33 розрахунковий опір стиску кладки $R_w = 1,3$ МПа; площа перерізу цегляного стовпа дорівнює $A = 0,51 \times 0,51 = 0,26$ м² $< 0,3$ м, тому коефіцієнт умов його роботи $\gamma_n = 0,8$; для заданого виду кладки коефіцієнт матеріалу $\gamma_f = 0,9$.

Розрахунковий опір кладки стисканню, з урахуванням коефіцієнтів γ_f та γ_n , дорівнює: $R = R_w \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1,3 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 0,936$ МПа $= 0,0936$ кН/см².

Несуча здатність цегляного центрально навантаженого стовпа визначається за умовою:

$$N_{\pi} = \gamma_T \cdot m_q \cdot \varphi \cdot R \cdot A, \quad (5.1.3)$$

де $\gamma_T = 0,5$ – коефіцієнт зниження несучої здатності кам'яних конструкцій за наявності ушкоджень.

$$N_{\pi} = 0,5 \cdot 1 \cdot 0,845 \cdot 0,0936 \cdot 2600 = 102,8 \text{ кН} < N = 350 \text{ кН}, \quad (5.1.4)$$

тобто міцність цегляного стовпа не забезпечена, потрібне посилення.

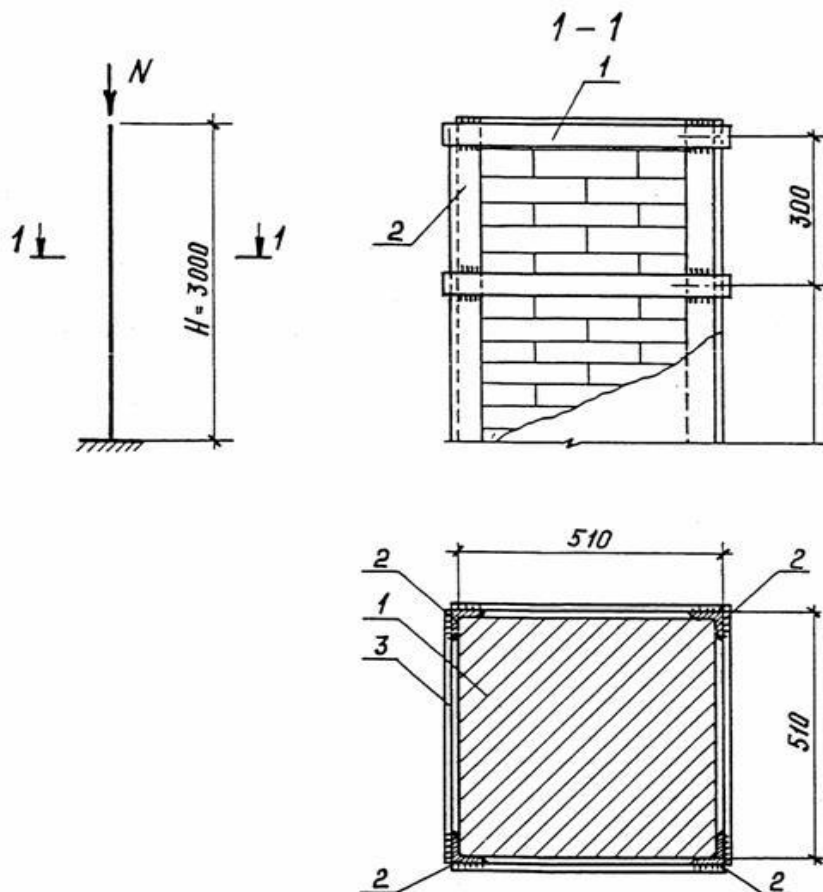


Рисунок 5.1.1 – До розрахунку посилення цегляного стовпа сталеву обіймою:

1 – цегляна кладка; 2 – кутики посилення 50×50×5; 3 – планки перерізом 35×5 мм

2. Визначення несучої здатності посиленого стовпа.

Приймаємо посилення за допомогою сталевих обойми, що складається із чотирьох вертикальних сталевих кутиків $50 \times 50 \times 5$ мм на повну висоту стовпа, установлених по кутах елемента і з'єднаних один з одним смуговою сталлю (планками) через 30 см. Переріз планок призначаємо 35×5 мм. Для захисту від корозії сталева обойма покривається цементною штукатуркою товщиною 25 мм. Приймаємо для обойми сталь марки ВстЗкп класу А-І.

Розрахунковий опір поперечних арматур обойми $R_{АП} = 150$ МПа;

Розрахунковий опір поздовжніх стиснутих арматур обойми дорівнює $R_{АС} = 43$ МПа.

Площа перерізу поздовжніх арматур сталевих обойми з кутиків дорівнює $A'_a = 4 \cdot 4,8 = 19,2$ см².

Несуча здатність кладки, посиленої сталеву обоймою з кутиків, розраховується за формулою:

$$N_{\Pi} = \psi \varphi m_g \left(m_k R + \eta \frac{2,5P}{1 + 2,5P} \cdot \frac{R_{АП}}{100} \right) A + R_{АС} A'_a, \quad (5.1.5)$$

де $P = \frac{2A_a(h+b)}{h \cdot b \cdot S} 100 = \frac{2 \cdot 1,75 \cdot (51 + 51)}{51 \cdot 51 \cdot 30} 100 = 0,46$ – відсоток армування попереч-

ними планками; A_a – площа перерізу поперечної планки, $A_a = 3,5 \cdot 0,5 = 1,75$ см²; S – відстань між осями поперечних планок, $S = 30$ см; ψ – коефіцієнт, $\psi = 1$; η – коефіцієнт при центральному стисканні, $\eta = 1$; m_k – коефіцієнт умов роботи для кладки із тріщинами, $m_k = 0,7$.

$$\begin{aligned} N_{\Pi} &= \psi \varphi m_g \left(m_k R + \eta \frac{2,5P}{1 + 2,5P} \cdot \frac{R_{АП}}{100} \right) A + R_{АС} A'_a = \\ &= 1 \cdot 0,845 \cdot 1 \cdot \left(0,7 \cdot 0,0936 + 1 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,46}{1 + 2,5 \cdot 0,46} \cdot \frac{15}{100} \right) \cdot 2600 + 4,3 \cdot 19,2 = 390 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (5.1.6)$$

Висновок. Оскільки $390 \text{ кН} > N = 350 \text{ кН}$, несуча здатність посиленої конструкції забезпечена.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.1:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Висота стовпа H , м	3,5	2,5	3	3,5	4,5	5	4	4,5	4	5
Переріз стовпа $b \times h$, см	51×51	38×38	51×38	51×38	51×51	64×64	51×51	51×51	64×51	64×64
Марка глиняної цегли	125	75	100	125	150	150	125	150	125	150

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.1 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Марка цементного розчину	25	10	25	10	25	25	25	25	25	25
Поздовжня сила N , кН	400	300	300	250	400	500	550	450	600	550

Примітка. У кладці цегляного стовпа у процесі експлуатації виникли тріщини з розкриттям до 2 мм і вони перетинають не більше восьми рядів кладки.

Задача 5.2**Посилення залізобетонної колони, ушкодженої кислотними стоками**

Розрахувати необхідне посилення залізобетонної вільно стоячої колони (рис. 5.2.1), ушкодженої кислотними стоками, за наступних умов. Висота колони $H = 4,45$ м. Переріз колони 40×40 см. Розрахункова поздовжня сила та згинальний момент у місці закладення колони $N = 224$ кН, $M = 39$ кН·м. У результаті впливу кислоти сталося пошкодження захисного шару бетону, поздовжньої та поперечної арматури колони.

Посилення колони здійснюється шляхом улаштування залізобетонної обойми товщиною 50 мм із застосуванням торкретування.

Мета розв'язання задачі – підібрати спосіб посилення залізобетонної колони, на якій пошкоджено захисний шар бетону та робочу арматуру.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- призначити спосіб посилення;
- визначити розрахункову довжину та гнучкість колони;
- визначити величину ексцентриситету;
- визначити умовну критичну силу;
- визначити ексцентриситет щодо центра ваги стиснутої арматури;
- визначити ефективність способу посилення.

Приклад розв'язання задачі

Колона виготовлена з гідротехнічного бетону класу Б25. Робоча арматура посилення встановлюється на всю висоту колон і приварюється до існуючих поздовжніх арматурних стрижнів через прокладку зварним швом довжиною $10d = 160$ мм на рівні верху фундаменту, попередньо видаливши набетонку фундаменту.

Поздовжні робочі арматурні стрижні по всіх гранях скріплюються за допомогою хомутів Ø8 А-I із кроком 100 мм по всіх гранях колони.

Площу перерізу розтягнутої та стиснутої арматури приймаємо рівною площі перерізу арматури, що існує до посилення колони $A_s = A'_s = 4,02 \text{ см}^2$ (2Ø16 А-III).

Площа посиленого перерізу дорівнює $b \times h = 500 \times 500$ мм. Арматура класу А-III ($R_{sc} = R_s = 365$ МПа).

Коефіцієнт умов роботи при посиленні під навантаженням $\gamma_c = 0,8$.

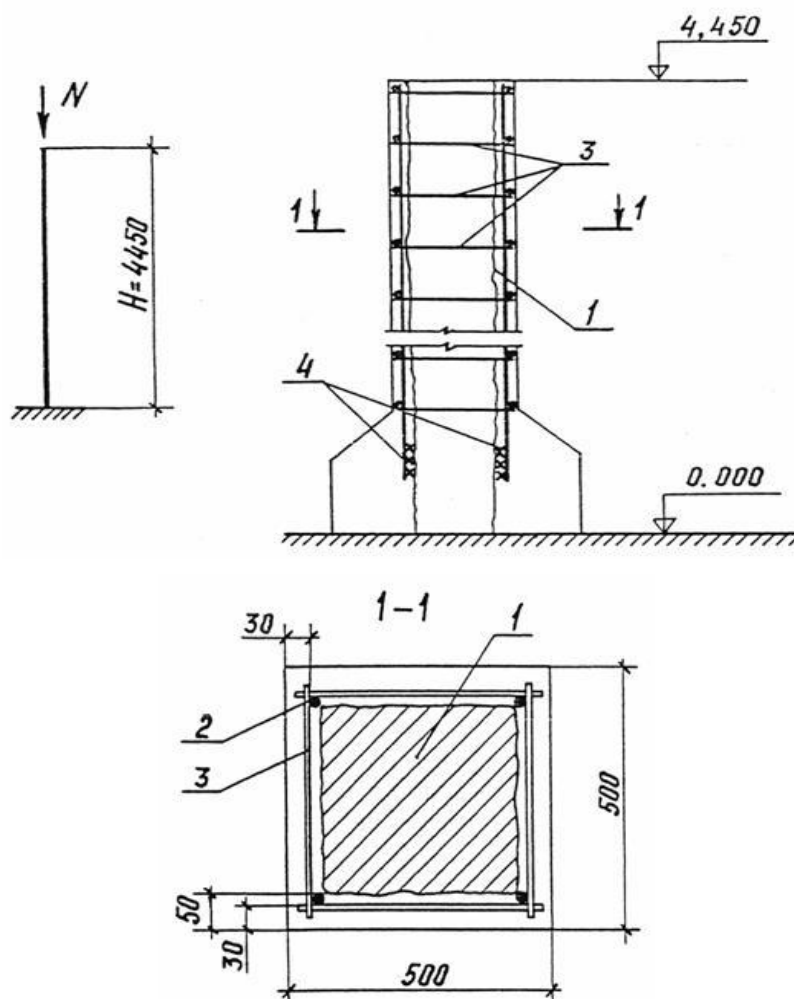


Рисунок 5.2.1 – До розрахунку посилення залізобетонної колони:

1 – існуюча колона; 2 – робочі арматури Ø 16 А-III; 3 – хомути Ø 8 А-I, крок 100 мм; 4 – місце приварки арматури посилення до існуючих арматур

Оскільки $M_1 < 0,82M_{\Pi}$, розрахунок робимо на дію всіх навантажень, включаючи навантаження нетривалої дії (вітрові), де $M_1 = 0$ – згинальний момент від постійного і тривалого перемінного навантажень; M_{Π} – згинальний момент від усіх видів навантажень.

У цьому випадку розрахунковий опір бетону $R_b = 16$ МПа, при $\gamma_{b2} = 1,1$.

1. Визначення гнучкості колони:

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l_0}{i} = \frac{2 \cdot 4,45}{0,289 \cdot 0,5} = 61,6, \quad (5.2.1)$$

де μ – коефіцієнт гнучкості (вважаємо $\mu = 2$); i – радіус інерції (для квадратного перерізу $i = 0,289b$; для круглого – $i = 0,25d$).

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

Оскільки гнучкість колони $\lambda > 10$, розрахунок роблять з урахуванням прогину колони.

2. Визначення величин ексцентриситетів.

Для цього визначається ексцентриситет відносно центра ваги перерізу e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{39 \cdot 10^6}{224 \cdot 10^3} = 174 \text{ мм.} \quad (5.2.2)$$

Випадковий ексцентриситет буде дорівнювати:

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{500}{30} = 16,7 \text{ мм.} \quad (5.2.3)$$

Оскільки $e_0 > e_a$, випадковий ексцентриситет не враховуємо.

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{174}{500} = 0,348; \quad (5.2.4)$$

$$\delta_{e.min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{2 \cdot 4,45}{0,5} - 0,01 \cdot 16 = 0,162. \quad (5.2.5)$$

Оскільки $0,348 > 0,162$, приймаємо $\delta_e = 0,348$.

3. Визначення умовної критичної сили:

$$\begin{aligned} N_{II} &= \frac{1,6 E_b \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \left[\frac{\left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1\right)}{3 \varphi_1} + \mu_a \left(\frac{h_0 - a'}{h}\right)^2 \right] = \\ &= \frac{1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 500 \cdot 500}{17,8^2} \left[\frac{\left(\frac{0,11}{0,1 + 0,348} + 0,1\right)}{3 \cdot 2} + 0,0238 \left(\frac{470 - 30}{500}\right)^2 \right] = \\ &= 3408,7 \cdot 10^4 \cdot 0,0576 + 0,0184 = 259 \cdot 10^4 \text{ Н} = 2590 \text{ кН,} \end{aligned} \quad (5.2.6)$$

$$\mu_a = \frac{A_s - A'_s}{bh} \cdot \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 402 \cdot 2 \cdot 10^5}{500 \cdot 500 \cdot 2,7 \cdot 10^4} = 0,0238. \quad (5.2.7)$$

де $\varphi_1 = 2$ – коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента; E_s та E_b – модулі пружності сталі та бетону

Коефіцієнт

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{\Pi}}} = \frac{1}{1 - \frac{224}{2590}} = 1,095. \quad (5.2.8)$$

4. Визначення ексцентриситету щодо центра ваги стиснутої арматури:

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 174 \cdot 1,095 + \frac{470 - 30}{2} = 410 \text{ мм} = 0,41 \text{ м} \quad (5.2.9)$$

Визначення висоти стиснутої зони:

$$X = \frac{N}{R_b b} = \frac{224 \cdot 10^3}{16 \cdot 500} = 28 \text{ мм}. \quad (5.2.10)$$

Значення відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi_R = 0,55$.

Оскільки $X = 28 \text{ мм} < \xi_R h_0 = 0,55 \cdot 470 = 258,5 \text{ мм}$, то міцність посиленого перерізу перевіряємо з умови перевищення несучої здатності посиленої колони $M_{\text{НП}}$ за робоче навантаження $M_{\text{ПР}}$:

$$M_{\text{НП}} > M_{\text{ПР}}.$$

$$\begin{aligned} M_{\text{НП}} &= \gamma_c [R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')] = \\ &= 0,8 [16 \cdot 500 \cdot 28 (470 - 0,5 \cdot 28) + 365 \cdot 402 (470 - 30)] = \\ &= 0,8 [102 \cdot 10^6 + 64,56 \cdot 10^6] = 0,8 \cdot 166,56 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 133,2 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned} \quad (5.2.11)$$

$$M_{\text{ПР}} = N_e \cdot e = 224 \cdot 0,41 = 91,8 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (5.2.12)$$

$$M_{\text{НП}} = 133,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{\text{ПР}} = 91,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Висновок. Оскільки несуча здатність посиленої колони більша за робоче навантаження, то міцність посиленого перерізу забезпечена.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.2:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Висота колони H , м	4	5	4,5	5,5	5,2	5	4	4,5	4	6
Переріз колони $b \times h$, см	40×40	40×40	40×40	45×45	45×45	45×45	40×40	45×45	40×40	50×50

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.2 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Поздовжня сила розрахункова N , кН	230	220	240	250	230	300	250	300	270	350
Згинальний момент у місці закладення колони M , кН·м	40	35	45	45	50	55	35	65	30	65

Примітка. Посилення колони здійснюється шляхом улаштування залізобетонної обойми товщиною 50 мм із застосуванням торкретування.

Задача 5.3**Посилення залізобетонної плити перекриття****Випадок 1**

Визначити, у скільки разів збільшиться несуча здатність залізобетонної плити після її посилення за допомогою обетонування товщиною $a_b = 30$ мм з боку стиснутої зони (рис. 5.3.1, а, б) за наступних умов. Для армування плити використано 6 стрижнів діаметром 10 мм (крок 200 мм) зі сталі класу А-II ($A_s = 4,71 \text{ см}^2$). Бетон плити класу В15. Переріз плити $b \times h = 1000 \times 70$ мм. Захисний шар бетону $a_e = 20$ мм.

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методами посилення залізобетонної плити перекриття, що працює в умовах перевантаження та пошкодження. Підібрати товщину шару бетону з боку стиснутої зони для посилення залізобетонної плити перекриття.

Приклад розв'язання задачі

Для бетону класу В15 розрахунковий опір бетону $R_b = 9,4$ МПа (див. додаток 18), при $\gamma_{b2} = 1,1$.

Розрахунковий опір арматур $R_s = 280$ МПа (див. додаток 24).

Відстань від рівнодійної сили в арматурі до найближчої грані перерізу дорівнює:

$$a = a_e + \frac{d}{2} = 2 + \frac{1}{2} = 2,5 \text{ см.} \quad (5.3.1)$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності. Робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a = 7 - 2,5 = 4,5 \text{ см.} \quad (5.3.2)$$

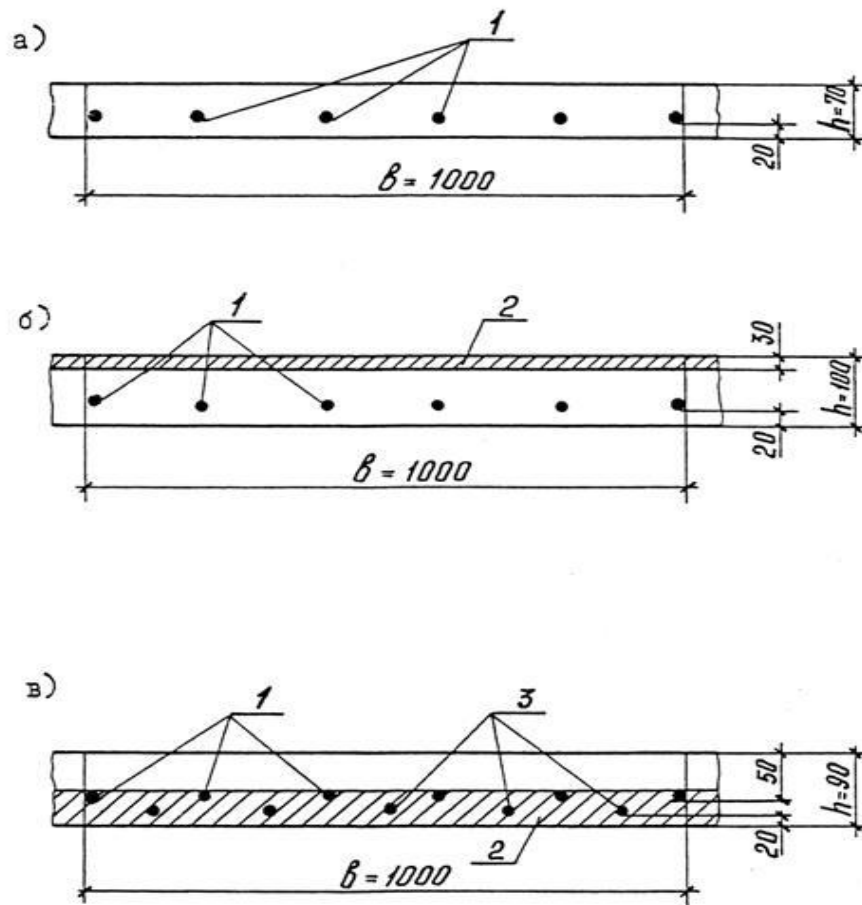


Рисунок 5.3.1 – До розрахунку посилення залізобетонних плит:

а) плита до посилення; б) плита після посилення нарощуванням зверху; в) плита після посилення нарощуванням знизу; 1 – існуюча арматури плити 6 Ø10 А-II; 2 – бетон посилення; 3 – арматури посилення 5 Ø10 А-II

1. Визначення висоти стиснутої зони бетону X :

$$X = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{280 \cdot 4,71}{9,4 \cdot 100} = 1,4 \text{ см.} \quad (5.3.3)$$

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони: $\xi_R = 0,642$.

Відносна висота стиснутої зони дорівнює:

$$\xi = \frac{X}{h_0} = \frac{1,4}{4,5} = 0,311; \quad (5.3.4)$$

$$(\xi = 0,311) < (\xi_R = 0,642).$$

Оскільки

$$X < \xi_R h_0 = 0,642 \cdot 4,5 = 2,89 \text{ см,} \quad (5.3.5)$$

то міцність плити до посилення визначимо з умови:

$$M_1 = R_s A_s (h_0 - 0,5X) = 280 \cdot 4,71(4,5 - 0,5 \cdot 1,4) = 501,14 \text{ кН} \cdot \text{см} = 5,01 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (5.3.6)$$

Посилення здійснюємо шляхом обетонування верху плити бетоном класу В15, для чого попередньо проводиться розвантаження плити і насікання її поверхні для поліпшення зчеплення нового та старого бетону (рис. 5.3.1, б).

2. Визначення несучої здатності плити після посилення.

Робоча висота перерізу з урахуванням обетонування a_b :

$$h_0 = h + a_b - a = 7 + 3 - 2,5 = 7,5 \text{ см}; \quad (5.3.7)$$

$$X = 1,4 \text{ см}; \quad \xi_R = 0,642,$$

$$\xi = \frac{X}{h_0} = \frac{1,4}{7,5} = 0,187, \quad (5.3.8)$$

$$(\xi = 0,187) < (\xi_R = 0,642).$$

Оскільки

$$X < \xi_R h_0 = 0,642 \times 7,5 = 4,82 \text{ см},$$

то несуча здатність буде дорівнювати:

$$\begin{aligned} M_2 &= R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = \\ &= 280 \cdot 4,71(7,5 - 0,5 \cdot 1,4) = \\ &= 8968 \text{ МПа} \cdot \text{см} = 896,8 \text{ кН} \cdot \text{см} = 8,97 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned} \quad (5.3.9)$$

$$M_2/M_1 = 8,97/5,01 = 1,8.$$

Висновок. Несуча здатність плити після її посилення збільшилася у 1,8 рази, що дозволяє збільшити в 1,8 рази навантаження на плиту.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.3 (випадок 1):

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Переріз плити $b \times h$, мм	1000× 140	1200× 180	900× 150	1000× 150	800× 120	600× 100	1500× 180	900× 120	700× 90	1100× 120
Клас бетону плити	B25	B30	B20	B25	B25	B20	B25	B25	B20	B35

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.3 (випадок 1)
(продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Захисний шар бетону a_e , мм	20	20	15	20	15	15	20	15	15	20
Армування плити	6Ø10 А-II	7Ø10 А-II	5Ø8 А-III	6Ø8 А-III	5Ø10 А-II	4Ø8 А-III	8Ø12 А-III	5Ø10 А-II	4Ø10 А-III	6Ø10 А-III
Крок стрижнів, мм	165	170	180	165	160	150	190	180	175	180
Товщина бетонування a_b , мм	30	20	25	35	25	30	50	30	30	40

Випадок 2

Розрахувати посилення плити нарощуванням знизу, в якій внаслідок тривалої експлуатації (рис. 5.3, а,в) сталося руйнування захисного шару бетону і корозія робочої арматури до 30 %. Для армування плити використано 6 стрижнів діаметром 10 мм (крок 200 мм) зі сталі класу А-II ($A_s = 4,71 \text{ см}^2$). Бетон плити класу В15. Переріз плити $b \times h = 1000 \times 70$ мм. Захисний шар бетону $a_e = 20$ мм.

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методами посилення залізобетонної плити перекриття, що працює в умовах перевантаження та пошкодження. Підібрати арматуру посилення залізобетонної плити перекриття з боку розтягнутої зони.

Приклад розв'язання задачі

Посилення відтворюємо шляхом установки додаткової арматури, що прикріплюється до існуючих поперечних арматурних стрижнів через 600 мм із наступним торкретуванням нижньої поверхні плити бетоном міцністю, рівною міцності бетону до посилення (рис. 5.3, в).

Для бетону класу В15 розрахунковий опір бетону $R_b = 9,4 \text{ МПа}$ (див. додаток 18) при $\gamma_{b2} = 1,1$.

Розрахунковий опір арматур $R_s = 280 \text{ МПа}$ (див. додаток 24).

1. Визначення початкової несучої здатності плити до її руйнування.

Відстань від рівнодійної сили в арматурах до найближчої грані перерізу

$$a = 2 + 1/2 = 2,5 \text{ см.}$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a = 7 - 2,5 = 4,5 \text{ см.}$$

Визначення висоти стиснутої зони бетону (див. додаток 16):

$$X = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{280 \cdot 4,71}{9,4 \cdot 100} = 1,4 \text{ см}$$

$$\xi_R = 0,642;$$

Оскільки

$$X < \xi_R h_0 = 0,642 \times 4,5 = 2,89 \text{ см},$$

то міцність плити визначимо з умови:

$$\begin{aligned} M_1 &= R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = \\ &= 280 \cdot 4,71 (4,5 - 0,5 \cdot 1,4) = 5011 \text{ МПа} \cdot \text{см} = 501,1 \text{ кН} \cdot \text{см} = 5,01 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

2. Визначення несучої здатності плити після її посилення.

Площа арматури до посилення $A_s = 4,71 \text{ см}^2$ (6Ø10 А-II) (див. додаток 16).

Площа арматури з урахуванням її корозії й перевитрати 25 % площі

$$A_1 = 4,71 - 0,3 \times 4,71 - 0,25 \times 4,71 = 2,12 \text{ см}^2. \quad (5.3.10)$$

Площа арматури посилення: $A_2 = 3,93 \text{ см}^2$ (5 Ø 10).

Сумарна площа арматури: $A_s = A_1 + A_2 = 2,12 + 3,93 = 6,05 \text{ см}^2$.

Статичний момент площі арматури A_1 та A_2 відносно нижньої грані плити дорівнює:

$$S_1 = 2,12 \cdot 4,5 = 9,54 \text{ см}^3;$$

$$S_2 = 3,93 \cdot 2,5 = 9,83 \text{ см}^3.$$

Сумарний статичний момент площі арматури дорівнює:

$$S = S_1 + S_2 = 9,54 + 9,83 = 19,37 \text{ см}^3.$$

Визначаємо положення центра ваги площ всієї розтягнутої арматури:

$$a = \frac{S}{A_s} = \frac{19,37}{6,05} = 3,2 \text{ см}. \quad (5.3.11)$$

Робоча висота перерізу плити:

$$h_0 = h - a = 9 - 3,20 = 5,8 \text{ см};$$

$$X = \frac{280 \cdot 6,05}{9,4 \cdot 100} = 1,8 \text{ см};$$

$$\xi_R = 0,642.$$

Оскільки

$$(X = 1,8 \text{ см}) < (\xi_R h_0 = 0,642 \cdot 5,8 = 3,72 \text{ см}),$$

то міцність посиленої плити визначаємо за формулою:

$$M_2 = \gamma_c \cdot R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) =$$

$$= 0,8 \times 280 \times 6,05 (5,8 - 0,5 \times 1,8) =$$

$$= 6600 \text{ МПа} \cdot \text{см} = 660 \text{ кН} \cdot \text{см} = 6,6 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (5.3.12)$$

де $\gamma_c = 0,8$ – коефіцієнт умов роботи конструкції за умови її посилення під навантаженням.

$$(M_2 = 6,6 \text{ кН} \cdot \text{м}) > (M_1 = 5,01 \text{ кН} \cdot \text{м}).$$

Висновок. Міцність плити забезпечена.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.3 (випадок 2):

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Переріз плити $b \times h$, мм	1000× 140	1200× 180	900× 150	1000× 150	800× 120	600× 100	1500× 180	900× 120	700× 90	1100× 120
Клас бетону плити	B25	B30	B20	B25	B25	B20	B25	B25	B20	B35
Захисний шар бетону a_e , мм	20	20	15	20	15	15	20	15	15	20
Армування плити	6Ø10 А-II	7Ø10 А-II	5Ø8 А-III	6Ø8 А-III	5Ø10 А-II	4Ø8 А-III	8Ø12 А-III	5Ø10 А-II	4Ø10 А-III	6Ø10 А-III
Крок стрижнів, мм	165	170	180	165	160	150	190	180	175	180
Ступінь корозії робочої армату- ри ψ , %	30	25	30	25	20	15	35	30	25	35

Примітка. Коефіцієнт умов роботи конструкції за умови її посилення під навантаженням $\gamma_c = 0,8$.

Задача 5.4

Посилення металевої двотаврової балки, пошкодженої корозією

Розрахувати необхідне посилення для відбудовного ремонту сталевій балки з прокатного двотавру 40Б1, рівномірно пошкодженого корозією, за на-

ступних умов. Матеріал конструкції – сталь марки Вст3кп2. Глибина пошкодження корозією по 0,5 мм із кожного боку. Посилення здійснюється приварюванням 4-х кутиків 50×50×5 мм із площею перерізу $A_K = 4,8 \text{ см}^2$ (рис. 5.4.1, а, в), моментом інерції $J_{x,yK} = 11,2 \text{ см}^4$ та відстанню до центра ваги $Z_0 = 1,42 \text{ см}$. Коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1$.

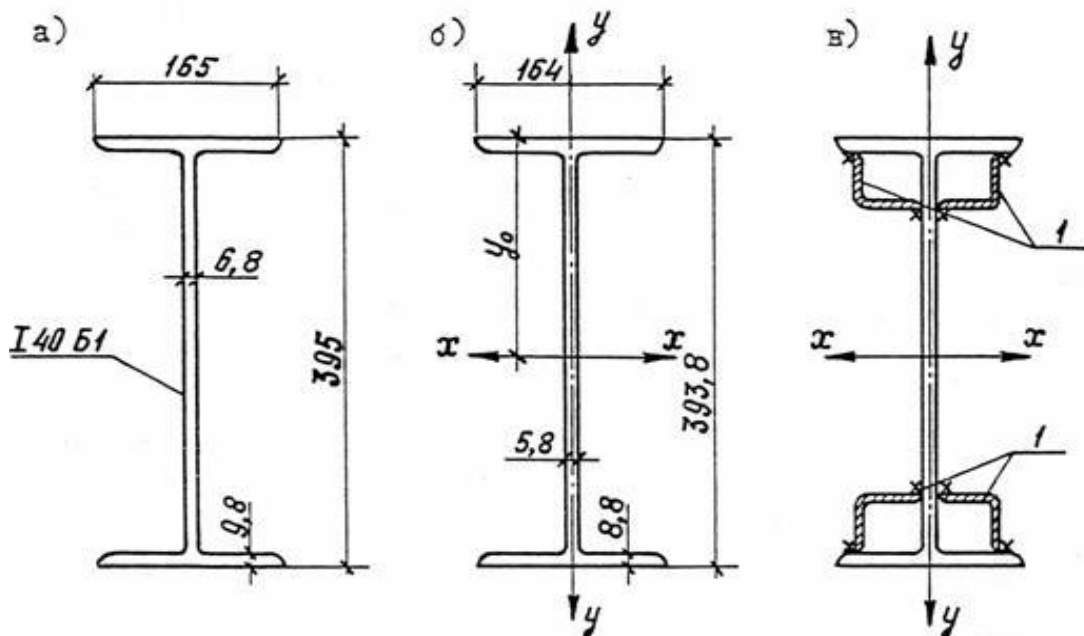


Рисунок 5.4.1 – До розрахунку посилення сталеві балки:

а) початковий переріз балки; б) наведений переріз балки з урахуванням корозії; в) посилений переріз балки: 1 – кутики посилення (4L 50×50×5)

Мета розв’язання задачі: ознайомитися з методами посилення згинальних елементів, пошкоджених корозією. Підібрати спосіб посилення пошкодженої сталеві балки, визначити ефективність посилення.

Загальна послідовність розв’язання задачі:

- визначити початкову несучу здатність конструкції;
- призначити спосіб посилення;
- визначити геометричні характеристики наведеного перерізу пошкодженої конструкції;
- визначити геометричні характеристики посиленого перерізу;
- перевірити посилений переріз.

Приклад розв’язання задачі

Двотавр 40Б1 (див. додаток 15) до пошкодження корозією, відповідно до сортаменту, мав наступні геометричні характеристики:

- загальна висота перерізу $H = 395 \text{ мм}$;
- висота стінки $h = 392 \text{ мм}$;
- ширина полиці $b = 165 \text{ мм}$;
- товщина стінки $s = 6,8 \text{ мм}$;

- товщина полиці $t = 9,8$ мм.
- момент інерції відносно осі $J_X = 15810$ см⁴;
- момент опору відносно осі $W_X = 799$ см³.

Після пошкодження корозією геометричні характеристики перерізу двотавра 40Б1 змінилися наступним чином:

- загальна висота перерізу $H' = 393,8$ мм;
- висота стінки $h' = 392$ мм;
- ширина полиці $b' = 164$ мм;
- товщина стінки $s' = 5,8$ мм;
- товщина полиці $t' = 8,8$ мм.

1. Визначення початкової несучої здатності згинального елемента. Розрахунковий опір сталі марки Вст3кп2 $R_y = 22,5$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma = 1$.

Розрахунковий згинальний момент, що сприймається перерізом (рис. 5.4.1, а), дорівнює:

$$M_X = W_X \cdot R_y \cdot \gamma = 799 \cdot 22,5 \cdot 1 = 17980 \text{ кН} \cdot \text{см} = 179,8 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (5.4.1)$$

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

2. Визначення геометричних характеристик наведеного перерізу.

Для обчислення геометричних характеристик перерізу двотавра, що пошкоджений корозією, заміняємо його наведеним перерізом, показаним на рис. 5.4.1, б. Момент інерції наведеного перерізу відносно осі x дорівнює:

$$\begin{aligned} J_{xH} &= 2 \cdot b' \cdot t' \left(\frac{H' - t'}{2} \right)^2 + \frac{s' (H' - 2 \cdot t')^3}{12} = \\ &= 2 \cdot 16,4 \cdot 0,88 \left(\frac{39,38 - 0,88}{2} \right)^2 + \frac{0,58 (39,38 - 2 \cdot 0,88)^3}{12} = 13269 \text{ см}^4. \end{aligned} \quad (5.4.2)$$

Увага. Геометричні характеристики перерізу двотавра підставляються у формулу в сантиметрах.

Момент опору наведеного перерізу відносно осі x дорівнює:

$$W_{xH} = \frac{J_{xH}}{y_0} = 674 \text{ см}^3. \quad (5.4.3)$$

Внаслідок корозії сталося зменшення моменту опору на наступну величину:

$$\Delta W_x = \frac{W_x - W_{xH}}{W_x} 100 \% = \frac{799 - 674}{799} 100 \% = 15,6 \%. \quad (5.4.4)$$

3. Визначення геометричних характеристик посиленого перерізу.

Посилення перерізу згинального елемента здійснюємо шляхом приварювання до нього суцільними зварними швами катетом 4 мм чотирьох кутиків 50×50×5 (рис. 5.4.1, в).

Площа перерізу кутика $A_K = 4,80 \text{ см}^2$, момент інерції $J_{x,yK} = 11,2 \text{ см}^4$; відстань до центра ваги $Z_0 = 1,42 \text{ см}$.

Обчислення моменту інерції посиленого перерізу щодо осі x :

$$\begin{aligned} J_{x\Pi} &= J_{xH} + 4J_{xK} + 4A_K \cdot a^2 = \\ &= 13269 + 4 \cdot 11,2 + 4 \cdot 4,80(1,42 + 13,81)^2 = 17767 \text{ см}^4. \end{aligned} \quad (5.4.5)$$

Момент опору посиленого перерізу дорівнює:

$$W_{x\Pi} = \frac{J_{x\Pi}}{y_0} = \frac{17767}{19,69} = 902,35 \text{ см}^3. \quad (5.4.6)$$

4. Перевірка посиленого перерізу:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{x\Pi}} = \frac{17980}{902,35} = 19,92 \text{ кН/см}^2. \quad (5.4.7)$$

$$(\sigma = 19,92 \text{ кН/см}^2) \leq (R_y \gamma_c = 22,5 \times 1 = 22,5 \text{ кН/см}^2).$$

Висновок. Міцність посиленого перерізу забезпечена і відповідає початковій міцності конструкції.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.4:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Профіль балки	дво-тавр № 18Б1	дво-тавр № 30Б1	дво-тавр № 55Б1	дво-тавр № 60Б1	дво-тавр № 90Б1	дво-тавр № 80Б1	дво-тавр № 45Б1	дво-тавр № 100Б1	дво-тавр № 40Б1	дво-тавр № 35
Розрахунковий опір сталі R_y , кН/см ²	22,5	22,5	24,0	26,0	26,5	28,0	24,0	29,5	26,0	22,5
Глибина пошкодження корозією δ , мм	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,7	0,5	0,8	0,4	0,5

Примітка. Посилення здійснюється приварюванням 4-х кутиків 50×50×5 мм з площею перерізу $A_K = 4,8 \text{ см}^2$ (рис. 5.4.1, а, в), моментом інерції $J_{x,yK} = 11,2 \text{ см}^4$ та відстанню до центра ваги $Z_0 = 1,42 \text{ см}$. Коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1$.

Задача 5.5

Посилення металевої стійки, що працює в умовах перевантаження

Розрахувати необхідне посилення центрально стиснутої сталевій колони за наступних умов. Колона із прокатного двотавра 26Б1. Матеріал конструкції сталь марки Вст3кп2 з розрахунковим опором $R_y = 225$ МПа. Електроди марки Е42. На колону під час експлуатації діє розрахункова поздовжня стискаюча сила $N = 800$ кН, що перевищує проектне значення цієї сили. Висота колони $H = 3$ м.

Посилення здійснюється приварюванням двох пластин перерізом $b' \times a' = 160 \times 8$ мм із зовнішніх боків полиць двотавра (рис. 5.5.1). Коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1$.

Мета розв'язання задачі: ознайомитися з методами посилення стиснутих елементів в умовах перевантаження. Визначити спосіб посилення перевантаженої металевої колони (стійки).

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- призначити спосіб посилення;
- визначити площу перерізу посиленої колони (стійки);
- визначити геометричні характеристики перерізу посиленої стійки;
- визначити радіуси інерції перерізу посиленої колони;
- визначити розрахункову довжину та гнучкість колони;
- визначити коефіцієнт поздовжнього вигину;
- перевірити посилену колону.

Приклад розв'язання задачі

Посилення виконуємо шляхом приварювання до існуючого перерізу двотавра 26Б1 двох смуг перерізом 8×160 мм зі сталі марки Вст3кп2. Приварювання смуг здійснюється до полиць двотавра суцільним кутовим зварним швом катетом 5 мм.

За сортаментом маємо основні геометричні розміри й характеристики існуючого перерізу двотавра 26Б1 (див. додаток 15):

- площа перерізу $A = 35,3$ см²;
- моменти інерції відносно осей x та y дорівнюють відповідно:
 $J_x = 4020$ см⁴;
 $J_y = 246$ см⁴.

Розрахунковий опір для прокатної сталі Вст3кп2 $R_y = 225$ МПа, коефіцієнт умов роботи $\gamma = 1$.

1. Визначення повної площі перерізу колони із прокатного двотавра 26Б1 після посилення:

$$A_{\Pi} = A + 2 \cdot a' \cdot b' = 35,3 + 2 \cdot 16 \cdot 0,8 = 60,9 \text{ см}^2, \quad (5.5.1)$$

де a' та b' – відповідно ширина та висота перерізу смуги посилення, см.

Увага. Всі розрахунки необхідно виконувати у відповідній розмірності.

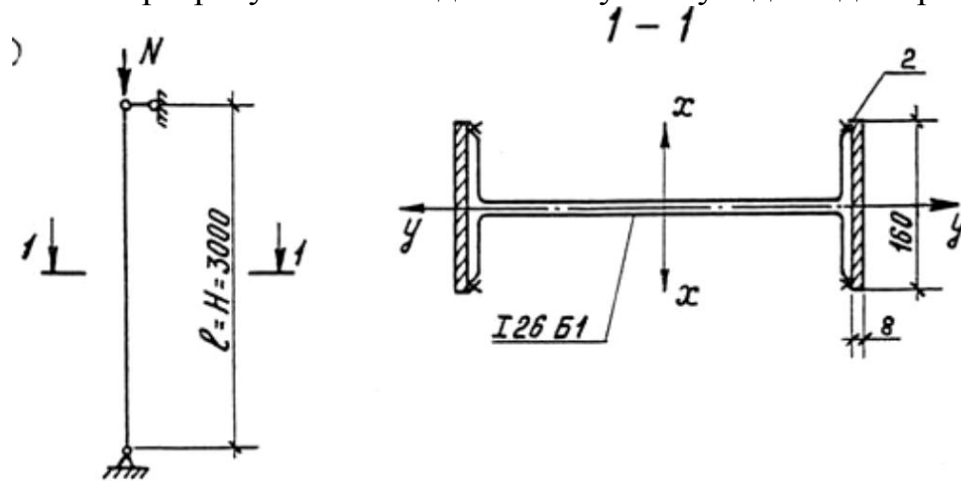


Рисунок 5.5.1 – До розрахунку посилення сталевій стійки:

2 – смуги посилення (160×8 мм)

2. Обчислення моменту інерції для посиленого перерізу колони відносно осей x та y :

$$J_{x\Pi} = J_x + J_{xCM} = 4020 + 2 \cdot 0,8 \cdot 16 \left(0,4 + \frac{25,76}{2} \right)^2 = 8534,78 \text{ см}^4, \quad (5.5.2)$$

$$J_{y\Pi} = J_y + J_{yCM} = 246 + 2 \left(\frac{0,8 \cdot 16^3}{12} \right) = 792,13 \text{ см}^4. \quad (5.5.3)$$

Радіуси інерції посиленого перерізу колон відповідно для осей x та y будуть дорівнювати:

$$r_{x\Pi} = \sqrt{\frac{J_{x\Pi}}{A_{\Pi}}} = \sqrt{\frac{8534,78}{60,9}} = 11,84 \text{ см}, \quad (5.5.4)$$

$$r_{y\Pi} = \sqrt{\frac{J_{y\Pi}}{A_{\Pi}}} = \sqrt{\frac{792,13}{60,9}} = 3,61 \text{ см}. \quad (5.5.5)$$

Розрахункова довжина колони дорівнює

$$l_x = l_y = H = 3 \text{ м}.$$

3. Визначення гнучкості посиленого перерізу колони відносно осей x та y :

$$\lambda_x = \frac{l_k}{r_{x\Pi}} = \frac{300}{11,84} = 25,34, \quad (5.5.6)$$

$$\lambda_y = \frac{l_k}{r_{y\Pi}} = \frac{300}{3,61} = 83,1. \quad (5.5.7)$$

За найбільшою гнучкістю (за інтерполяцією) знаходимо значення коефіцієнта поздовжнього вигину.

При $\lambda_y = 83,1$; $\varphi = 0,664$ (див. додаток 20).

4. Перевірка стійкості колони з посиленням перерізом відтворюється за умовою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_{\Pi}} \leq R_y \cdot \gamma_c ; \quad (5.5.8)$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_{\Pi}} = \frac{800}{0,664 \cdot 60,9} = 19,8 \text{ кН / см}^2 ; \quad (5.5.9)$$

$$(\sigma = 19,8 \text{ кН/см}^2) < (R_y = 22,5 \cdot 1 = 22,5 \text{ кН/см}^2).$$

Висновок. Несуча здатність колони забезпечена, оскільки напруження у колоні є меншим за розрахунковий опір.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 5.5:

Найменування	Варіанти									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Висота колони H , м	3,5	3,5	4	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5
Профіль колони	дво-тавр 23Ш1	дво-тавр 30Ш1	дво-тавр 40Ш1	дво-тавр 50Ш1	дво-тавр 35Ш1	дво-тавр 60Ш1	дво-тавр 70Ш1	дво-тавр 60Ш1	дво-тавр 70Ш1	дво-тавр 70Ш1
Розрахунковий опір сталі R_y , кН/см ²	20	20	24	24	28	24	26	26	28	29
Розрахункова поздовжня стискаюча сила N , кН	760	900	980	1050	1120	1100	1300	1200	1400	1500
Переріз пластин посилення $a' \times b'$, мм	160×10	210×10	320×12	320×14	340×16	330×14	320×12	330×14	330×14	340×16

Примітка. Посилення здійснюється приварюванням двох пластин перерізом $a' \times b'$ із зовнішніх боків полиць двотавра. Коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1$.

ЧАСТИНА 6 ІНЖЕНЕРНИЙ ЗАХИСТ ТЕРИТОРІЙ

Задача 6.1

Визначення необхідності протизсувних заходів при будівництві об'єктів

Розрахувати ймовірний час зсуву на схилах річкової долини за таких умов:

- прогнозований період $T = 50$ років;
- значення середнього початкового коефіцієнта стійкості схилу $K_{\text{cp}}^{\text{н}} = 1,27$;
- середнє річне зменшення коефіцієнта його стійкості $\Delta K_{\text{cp}} = 5 \cdot 10^{-3}$ (рівномірний підмив підшви схилу і супутні процеси);
- середнє річне негативне відхилення коефіцієнта стійкості схилу $A_{\text{cp}} = \pm 3 \cdot 10^{-2}$ (в результаті коливань його водонасичення і перевантаження підстави наносами);
- максимальне негативне відхилення коефіцієнта стійкості схилу за 50 років (відповідне найбільш несприятливому поєднанню факторів протягом року 2 % -ї забезпеченості) $A_{\text{max}} = -0,1$.

Мета розв'язання задачі – визначити необхідність протизсувних заходів при будівництві об'єктів з терміном амортизації 60 років.

Послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення середнього річного розміру коефіцієнта $K_{\text{cp}}^{\text{н}}$ стійкості зазначеного схилу в даний час (на початок періоду T).

Під стійкістю схилу (на даний час) розуміють відношення сумарного опору зсуву уздовж якоїсь потенційної поверхні ковзання до суми зусиль, що зрушуються, уздовж цієї поверхні, та розраховують за формулою:

$$K_{\text{cp}}^{\text{н}} = \frac{\sum C_i \Delta l_i}{\sum \tau_i \Delta l_i}, \quad (6.1.1)$$

де C_i – опір зсуву на i -й ділянці; τ_i – дотичні напруги; Δl_i – абсолютна деформація.

2. Визначення можливості зсуву наприкінці прогнозованого періоду T .

Визначення можливості зсуву наприкінці прогнозованого періоду T відбувається за порівнянням розрахунків:

$$K_{\text{cp}}^{\text{к}} = K_{\text{cp}}^{\text{н}} - T \Delta K_{\text{cp}}, \quad (6.1.2)$$

де $K_{\text{cp}}^{\text{н}}$ – середній річний розмір коефіцієнта стійкості вказаного схилу в даний час (на початок періоду T); T – прогнозований період, років; ΔK_{cp} – середнє річне зменшення коефіцієнта стійкості схилу; $K_{\text{cp}}^{\text{к}}$ – кінцевий середній річний розмір коефіцієнта стійкості схилу.

Розрахунок імовірного часу $t_{оп}$ зсуву (років від початку прогнозованого періоду), тобто найбільш імовірний зсув в цей період розраховується за формулою:

$$\text{від } \frac{(K_{ср}^H - A_{max} - 1)}{\Delta K_{ср}} \text{ до } \frac{(K_{ср}^H - A_{ср} - 1)}{\Delta K_{ср}} \quad (6.1.3)$$

де A_{max} – максимальне річне негативне відхилення коефіцієнта стійкості схилу; $A_{ср}$ – середнє річне негативне відхилення коефіцієнта стійкості схилу.

Можливість зсуву визначається виконанням наступних умов:

якщо $K_{ср}^K - A_{max} > 1$, то зсув малоімовірний;

$K_{ср}^K - A_{max} \leq 1$, то зсув можливий;

$K_{ср}^K - A_{ср} < 1$, то можливість зсуву дуже велика.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення середнього річного розміру коефіцієнта $K_{ср}^H$ стійкості вказаного схилу в даний час (на початок періоду T) виконується розрахунковими методами. За умовами $K_{ср}^H=1,27$.

2. Визначення можливості зсуву наприкінці прогнозованого періоду T визначається за формулами (6.1.3):

$$\text{від } \frac{(1,27 - 0,1 - 1)}{0,005} = 34 \text{ до } \frac{(1,27 - 0,03 - 1)}{0,005} = 48$$

Тобто через 34...48 років на цьому схилі ймовірний зсув. Отже, зведення на цьому схилі об'єкта з терміном амортизації 50 років і більше, потребує додаткового проведення протизсувних заходів. Проте тимчасові (розраховані на 10...15 років) об'єкти в даний час і в найближчі роки будувати можна.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.1:

Варіант	T	$K_{ср}^H$	$\Delta K_{ср}$	$A_{ср}$	A_{max}
1.	10	1,1	$2 \cdot 10^{-3}$	$\pm 1 \cdot 10^{-2}$	-0,1
2.	15	1,15	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 1,5 \cdot 10^{-2}$	-0,15
3.	20	1,2	$3 \cdot 10^{-3}$	$\pm 2 \cdot 10^{-2}$	-0,2
4.	25	1,25	$3,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 2,5 \cdot 10^{-2}$	-0,25
5.	30	1,3	$4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 3 \cdot 10^{-2}$	-0,1
6.	35	1,35	$4,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 3,5 \cdot 10^{-2}$	-0,15
7.	40	1,4	$5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-2}$	-0,2
8.	45	1,45	$5,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4,5 \cdot 10^{-2}$	-0,25
9.	50	1,5	$6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 5 \cdot 10^{-2}$	-0,1
10.	55	1,55	$6,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 5,5 \cdot 10^{-2}$	-0,15
11.	60	1,6	$7 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6 \cdot 10^{-2}$	-0,2

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.1 (продовження):

Варіант	T	$K_{\text{ср}}^{\text{н}}$	$\Delta K_{\text{ср}}$	$A_{\text{ср}}$	A_{max}
12.	65	1,65	$7,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,5 \cdot 10^{-2}$	-0,25
13.	70	1,7	$8 \cdot 10^{-3}$	$\pm 7 \cdot 10^{-2}$	-0,1
14.	75	1,75	$8,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 7,5 \cdot 10^{-2}$	-0,15
15.	80	1,8	$9 \cdot 10^{-3}$	$\pm 8 \cdot 10^{-2}$	-0,2
16.	85	1,85	$9,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 8,5 \cdot 10^{-2}$	-0,25
17.	90	1,2	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 9 \cdot 10^{-2}$	-0,1
18.	95	1,25	$3 \cdot 10^{-3}$	$\pm 9,5 \cdot 10^{-2}$	-0,15
19.	100	1,3	$3,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 2,5 \cdot 10^{-2}$	-0,2
20.	10	1,35	$4 \cdot 10^{-3}$	$\pm 3 \cdot 10^{-2}$	-0,25
21.	15	1,4	$4,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 3,5 \cdot 10^{-2}$	-0,1
22.	20	1,45	$5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4 \cdot 10^{-2}$	-0,15
23.	25	1,5	$5,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 4,5 \cdot 10^{-2}$	-0,2
24.	30	1,55	$6 \cdot 10^{-3}$	$\pm 5 \cdot 10^{-2}$	-0,25
25.	35	1,6	$6,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 5,5 \cdot 10^{-2}$	-0,1
26.	40	1,65	$7 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6 \cdot 10^{-2}$	-0,15
27.	45	1,7	$7,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 6,5 \cdot 10^{-2}$	-0,2
28.	50	1,75	$8 \cdot 10^{-3}$	$\pm 7 \cdot 10^{-2}$	-0,25
29.	55	1,8	$8,5 \cdot 10^{-3}$	$\pm 7,5 \cdot 10^{-2}$	-0,2
30.	60	1,85	$9 \cdot 10^{-3}$	$\pm 8 \cdot 10^{-2}$	-0,25

Задача 6.2

Визначення максимальних витрат від талих вод

Визначити максимальні витрати від талих вод за таких умов:

- сумарний весняний стік у $A = 2$ мм/год;
- тривалість віддачі від сніготанення в добі $t_c = 5$ год;
- довжина ріки від найбільш віддалених частин басейну до замикаючого створу в $L_p = 10$ км;
- ширина площі поверхні, за якою формується максимальна витрата $b_{\Delta} = 10$ км;
- забезпеченість максимальної витрати 1%;
- залісованість басейну $\beta = 0,8$;
- заболоченість басейну $\varphi = 0,6$;
- середній ухил основного водотоку на ділянці від джерела до замикаючого створу $I = 0,01$;
- площа водосховища чи озера $\Omega = 1$ га;
- характеристика берегів – дуже широко заболочена заплава;
- середня глибина регулюючого об'єму водосховища чи озера в $H = 5$ м.

Мета розв'язання задачі: розрахувати максимальні витрати від талих вод.

Послідовність розв'язання задачі:

1. Розрахунок швидкості повздовжнього добігання.

Розрахункова швидкість повздовжнього добігання v_k (км/доб.) може визначатися за таблицею, що відповідає такій формулі:

$$v_k = [76 + 35,4I_p(IF^{0,6} + 0,0071)]K_{\tau'}\tau, \quad (6.2.1)$$

де I – середній ухил основного водотоку на ділянці від джерела до замикаючого створу; F – площа басейну в км²; $K_{\tau'}$ та τ – поправочні коефіцієнти, що вводяться в розрахунок у таких окремих випадках:

- для рік з дуже широкою заболоченою заплавою на ділянці ріки довжиною не менш $l = (0,2 \dots 0,3)L$ вище розрахункового створу, розрахункова швидкість коректується коефіцієнтом $K_{\tau'} = 0,70 \dots 0,90$;
- для рік безпойменних (яружного і каньйонного типу) при великих ухилах слід застосовувати $K_{\tau'} = 1,10 \dots 1,20$;
- коли ріка зарегульована ставками й озерами, швидкість повздовжнього добігання знижується коефіцієнтом зарегулювання. При зарегулюванні стоку коефіцієнт вводиться в розрахунок двічі: спершу для зниження розрахункової швидкості, а потім для зменшення самої максимальної витрати.

У випадку, коли вищенаведена формула для визначення v_k дає $v_k < 8$ км/доб., в розрахунок слід вводити значення $v_k = 8$ км/доб. як імовірну нижню межу розрахункових швидкостей добігання.

Коефіцієнт K_2 , що враховує нерівномірність добової віддачі за період стікання t_c , визначається залежно від співвідношення $t_k : t_c$ за табл. 6.2.1. Граничне значення K_{2m} має місце при $t_k = 1$ доб.

Таблиця 6.2.1 – Коефіцієнти $K_2 = f\left(\frac{t_k}{t_c}\right)$

$\frac{t_k}{t_c}$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0	2,50	2,48	2,46	2,44	2,42	2,40	2,38	2,36	2,34	2,32
0,1	2,30	2,28	2,26	2,24	2,22	2,20	2,19	2,17	2,15	2,13
0,2	2,11	2,09	2,07	2,05	2,04	2,02	2,00	1,98	1,97	1,95
0,3	1,93	1,91	1,89	1,88	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79
0,4	1,77	1,75	1,73	1,72	1,70	1,69	1,67	1,66	1,64	1,63
0,5	1,61	1,60	1,58	1,57	1,55	1,54	1,53	1,51	1,50	1,48
0,6	1,47	1,46	1,45	1,43	1,42	1,41	1,39	1,38	1,37	1,35
0,7	1,34	1,32	1,31	1,30	1,29	1,28	1,26	1,25	1,24	1,23
0,8	1,22	1,21	1,20	1,19	1,18	1,17	1,15	1,14	1,13	1,12
0,9	1,11	1,10	1,09	1,08	1,07	1,05	1,04	1,03	1,02	1,01

Коефіцієнт K_3 , яким враховується нерівномірність внутрішньодобової віддачі, знаходиться залежно від співвідношення $L : v_k$ за табл. 6.2.2.

Граничне значення K_3 визначається найбільшою годинною віддачею, й у цьому випадку співвідношення $L : v_k = 1 : 24 = 0,04$.

Таблиця 6.2.2 – Коефіцієнти $K_3 = f\left(\frac{L}{v_k}\right)$

$\frac{L}{v_k}$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0	-	2,57	2,57	2,57	2,57	2,56	2,56	2,55	2,54	2,51
0,1	2,48	2,44	2,40	2,37	2,34	2,31	2,28	2,26	2,23	2,21
0,2	2,18	2,16	2,13	2,11	2,08	2,06	2,04	2,01	1,99	1,96
0,3	1,93	1,91	1,89	1,87	1,85	1,83	1,81	1,79	1,77	1,75
0,4	1,73	1,71	1,69	1,68	1,66	1,64	1,62	1,60	1,58	1,57
0,5	1,55	1,53	1,52	1,50	1,49	1,47	1,45	1,44	1,42	1,41
0,6	1,39	1,38	1,37	1,35	1,34	1,32	1,31	1,30	1,29	1,27
0,7	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,21	1,20	1,19	1,18	1,17
0,8	1,16	1,15	1,14	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,109	1,08
0,9	1,07	1,06	1,05	1,04	1,04	1,03	1,02	1,01	1,01	1,00

У тому випадку, коли водоймище чи озеро знаходиться біля замикаючого створу, коефіцієнт зарегулювання максимальної витрати ставками й озерами τ - визначається за формулою

$$\tau = 1 - \frac{10\Omega H}{FA}, \quad (6.2.2)$$

де Ω – площа водосховища чи озера, га; H – середня глибина регулюючого об'єму водосховища чи озера, м; A та F – мають зазначені вище значення.

Значення коефіцієнтів повторюваності λ подано в табл. 6.2.3.

Таблиця 6.2.3 – Коефіцієнти повторюваності λ

Басейни рік	Забезпеченість (у %)						
	0,1	0,2	0,3	1	3	5	10
Ріки басейну Верхнього Дніпра (вище Києва), Прип'яті, Десни, Сану, Дністра і Прута	1,45	1,20	1,11	1,0	0,81	0,72	0,64
Середня смуга України (без західних областей)	1,55	1,39	1,17	1,0	0,78	0,70	0,62
Південь України (південніше 48°) і басейни рік: Західний Буг, правобережні припливи р. Прип'ять у межах України	1,65	1,45	1,20	1,0	0,75	0,67	0,56

При забезпеченості максимальної витрати в 1 %, коефіцієнт $\lambda = 1,0$.

2. Визначення формули для розрахунку максимальних витрат від талих вод.

$$Q_m = 0,0116 \frac{A}{t_c} F_{\Delta} K_2 K_3 \beta \varphi \tau \lambda, \quad (6.2.3)$$

де Q_m – максимальна побутова витрата в $\text{м}^3/\text{сек}$; A – сумарний весняний стік, мм; t_c – тривалість віддачі від сніготанення за добу, год.; F_{Δ} – діюча площа, з якої формується максимальна витрата, км^2 ; $K_2, K_3, \beta, \varphi, \tau, \lambda$ – коефіцієнти, що враховують:

K_2 – нерівномірність добових величин віддачі за період стікання;

K_3 – нерівномірність внутрішньодобової віддачі;

β – залісованість басейну;

φ – заболоченість басейну;

τ – вплив зарегулювання максимуму витрати ставками й озерами;

λ – коефіцієнт повторюваності;

0,0116 – коефіцієнт розмірності.

Визначення варіанта розрахунку максимальних витрат від талих вод

Залежно від співвідношення між тривалістю віддачі t_c і часом повздовжнього добігання весняного стоку t_k практично мають місце три випадки розрахунку.

Перший випадок: $t_k > t_c$, тобто тривалість повздовжнього добігання більше тривалості віддачі стоку з поверхні басейну.

Тривалість повздовжнього добігання t_k визначається співвідношенням:

$$t_k = \frac{L}{v_k}, \quad (6.2.4)$$

де L – довжина ріки від найбільш віддалених частин басейну до замикаючого створу, км; v_k – швидкість повздовжнього добігання, км/доб.

Діюча площа F_{Δ} визначається як добуток діючої довжини l_{Δ} на діючу ширину b_{Δ} :

$$F_{\Delta} = l_{\Delta} b_{\Delta}, \quad (6.2.5)$$

але оскільки $l_{\Delta} = v_k \cdot t$, то можна написати:

$$F_{\Delta} = v_k t_c b_{\Delta}. \quad (6.2.6)$$

Для басейнів, у яких тривалість повздовжнього добігання більше тривалості віддачі стоку, нерівномірність добових величин віддачі за час t_c , а тим більше погодинної віддачі практично не справляє впливу на величину максимальної витрати, і коефіцієнти K_2 і K_3 прирівнюються до одиниці. У такий спосіб для даного розрахунку після підстановок (6.2.6) і $K_2 = K_3 = 1$ формула набуває наступного вигляду:

$$Q_m = 0,0116 A v_k b_{\Delta} \beta \varphi \tau \lambda. \quad (6.2.7)$$

Другий випадок: $1 < t_k < t_c$ – тривалість повздовжнього добігання менше тривалості поверхневої віддачі, але більше однієї доби.

У формуванні максимальної витрати бере участь весь басейн, і в цьому випадку діюча площа F_d дорівнює всій площі басейну F , тобто $F_d = F$. Тут починає впливати нерівномірність щодобової віддачі, що враховується коефіцієнтом K_2 . Нерівномірність внутрішньодобової віддачі практично не впливає і $K_3 = 1$. Розрахункова формула для випадку, коли $1 < t_k < t_c$, набуває такого вигляду:

$$Q_m = 0,0116 \frac{A}{t_c} F K_2 \beta \varphi \tau \lambda. \quad (6.2.8)$$

Третій випадок: $t_k < 1$ – тривалість повздовжнього добігання менше однієї доби. Як і у другому випадку, максимальна витрата формується з усього басейну: $F_{\Delta} = F$.

На величину максимальної витрати впливає нерівномірність внутрішньодобової віддачі, тому, крім коефіцієнта K_2 , що у даному випадку повинен враховувати найбільшу добову віддачу K_{2m} , вводиться в розрахунок також коефіцієнт K_3 . У результаті розрахункова формула для випадків, коли $t_k < 1$ доби, набуває наступного вигляду:

$$Q_m = 0,0116 \frac{A}{t_c} F K_{2m} K_3 \beta \varphi \tau \lambda. \quad (6.2.9)$$

У такий спосіб розрахунковими формулами є формули (6.2.7), (6.2.8) і (6.2.9). Вибір тієї чи іншої формули визначається співвідношенням t_k і t_c для розглянутої ріки.

Приклад розв'язання задачі

1. Розрахунок швидкості повздовжнього добігання.

Розрахункова швидкість повздовжнього добігання v_k відповідає формулі (6.2.1):

$$\begin{aligned} v_k &= [76 + 35,4 I_d (IF^{0,6} + 0,0071)] K_{\tau} \tau = \\ &= [76 + 35,4 \cdot 10 (0,01 \cdot 100^{0,6} + 0,0071)] 0,7 \cdot 0,75 = 70,67 \text{ км/доб.} \end{aligned}$$

Площа басейну становить:

$$F = L_{\Delta} \cdot b_{\Delta} = 10 \cdot 10 = 100 \text{ км}^2.$$

Коефіцієнт K_τ визначаємо для рік з дуже широкою заболоченою заплавою $K_\tau = 0,70 \dots 0,90$. Приймаємо $K_\tau = 0,70$;

Визначення коефіцієнта зарегулювання максимальної витрати ставками й озерами розраховується за (6.2.2).

$$\tau = 1 - \frac{10\Omega H}{FA} = 1 - \frac{10 \cdot 1 \cdot 5}{100 \cdot 2} = 0,75.$$

Визначаємо тривалість повздовжнього добігання t_k за формулою (6.2.4):

$$t_k = \frac{L}{v_k} = \frac{10}{70,67} = 0,14 \text{ доб.} = 3,4 \text{ год.}$$

Отже маємо випадок, коли $t_k < 1$ – тривалість повздовжнього добігання менше однієї доби.

2. Розрахунок максимальних витрат від талих вод обираємо за (6.2.9)

Розрахунок максимальних витрат від талих вод виконується за формулою (6.2.9). Значення коефіцієнта повторюваності λ обирають за табл. 6.2.3. При забезпеченості максимальної витрати в 1% коефіцієнт $\lambda = 1,0$.

Коефіцієнт K_2 , що враховує нерівномірність добової віддачі за період стікання t_c , визначається залежно від співвідношення t_k/t_c :

$$\frac{t_k}{t_c} = \frac{3,4}{5} = 0,68.$$

За табл. 6.2.1 приймаємо коефіцієнт $K_2 = 1,37$.

Коефіцієнт K_3 , що враховує нерівномірність внутрішньодобової віддачі, знаходять залежно від співвідношення L/v_k :

$$\frac{L}{v_k} = \frac{10}{178} = 0,06.$$

За табл. 6.2.2 приймаємо коефіцієнт $K_3 = 2,57$.

Виконуємо розрахунок максимальних витрат від талих вод за формулою (6.2.9).

$$Q_m = 0,0116 \frac{A}{t_c} F K_{2m} K_3 \beta \varphi \tau \lambda = 0,0116 \frac{2}{5} 10 \cdot 1,37 \cdot 2,57 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1 = 0,59 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Висновок. Розрахунками встановлено, що максимальна витрата від талих вод становить $0,59 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.2:

Варіант	Сумарний весняний стік, мм/год	Тривалість віддачі від сніготоплення за добу, год	Довжина ріки до замикаючого створу, км	Ширина площі поверхні, за якою формується витрата, км	Забезпеченість максимальної витрати, %	Залісованість басейну	Заболоченість басейну	Середній ухил основного водотоку	Площа водосховища, га	Середня глибина регулюючого водосховища, м
1.	1	24	5	20	0,1	0,6	0,6	0,01	1	1
2.	2	23	10	19	0,2	0,65	0,65	0,02	3	2
3.	3	22	15	18	0,3	0,7	0,7	0,03	5	3
4.	4	21	20	17	1	0,75	0,75	0,04	8	4
5.	5	20	25	16	3	0,8	0,8	0,05	10	5
6.	1	19	30	15	5	0,85	0,85	0,06	13	1
7.	2	18	5	14	10	0,90	0,90	0,07	15	2
8.	3	17	10	13	0,1	0,6	0,95	0,08	18	3
9.	4	16	15	12	0,2	0,65	0,6	0,09	20	4
10.	5	15	20	11	0,3	0,7	0,65	0,1	1	5
11.	1	14	25	10	1	0,75	0,7	0,01	3	1
12.	2	13	30	9	3	0,8	0,75	0,02	5	2
13.	3	12	5	8	5	0,85	0,8	0,03	8	3
14.	4	11	10	7	10	0,90	0,85	0,04	10	4
15.	5	10	15	6	0,1	0,6	0,90	0,05	13	5
16.	1	9	20	5	0,2	0,65	0,95	0,06	15	1
17.	2	8	25	20	0,3	0,7	0,6	0,07	18	2
18.	3	7	30	19	1	0,75	0,65	0,08	20	3
19.	4	6	35	18	3	0,8	0,7	0,09	1	4
20.	5	5	5	17	5	0,85	0,75	0,1	3	5
21.	1	4	10	16	10	0,90	0,8	0,01	5	1
22.	2	3	15	15	0,1	0,6	0,85	0,02	8	2
23.	3	2	20	14	0,2	0,65	0,90	0,03	10	3
24.	4	1	25	13	0,3	0,7	0,95	0,04	13	4
25.	5	2	30	12	1	0,75	0,6	0,05	15	5
26.	1	3	5	11	3	0,8	0,65	0,06	18	1
27.	2	4	10	10	5	0,85	0,7	0,07	20	2
28.	3	5	15	9	10	0,90	0,75	0,08	1	3
29.	4	6	20	8	0,1	0,6	0,8	0,09	3	4
30.	5	7	25	7	0,2	0,65	0,85	0,1	5	5

Примітки:

1. Для парного номеру варіанта:

- характеристика берегів – дуже широко заболочена заплава;
- характеристика місцевості – середня смуга України (без західних областей).

2. Для непарного номеру варіанта:

- характеристика берегів – безпойменні (яружного і каньйонного типу);
- характеристика місцевості – Південь України (південніше 48°) і басейни рік: Західний Буг, правобережні припливи р. Прип'ять у межах України.

Задача 6.3

Визначення небезпеки впливу хвилі прориву на споруду

Визначити параметри хвилі прориву та час, протягом якого можлива евакуація з населеного пункту К. Визначити час, протягом якого можлива експлуатація дерев'яного моста (рис. 6.3.1) за таких умов:

- об'єм водосховища $W_B = 72$ млн м^3 ;
- ширина водосховища перед греблею $B = 55$ м;
- глибина водосховища перед гідровузлом $H = 42$ м;
- глибина річки нижче греблі $h_b = 3,2$ м;
- швидкість течії $V_b = 1$ м / с;
- форма (перерізу) долини в створі гідровузла – параболічна;
- характеристика русла і заплави – річка рівнинна з добре розробленим руслом, заплави вузькі, місцями середні, без великих опорів;
- характеристики річки на ділянці $L_1 = 0 \dots 25$ км: $i = 0,0012$;
- характеристики річки $L_2 = 25 \dots 45$ км: $i = 0,001$;
- населений пункт К розташований від гідровузла на відстані $L_3 = 30$ км;
- дерев'яний міст розташований від гідровузла на відстані $L_4 = 35$ км.

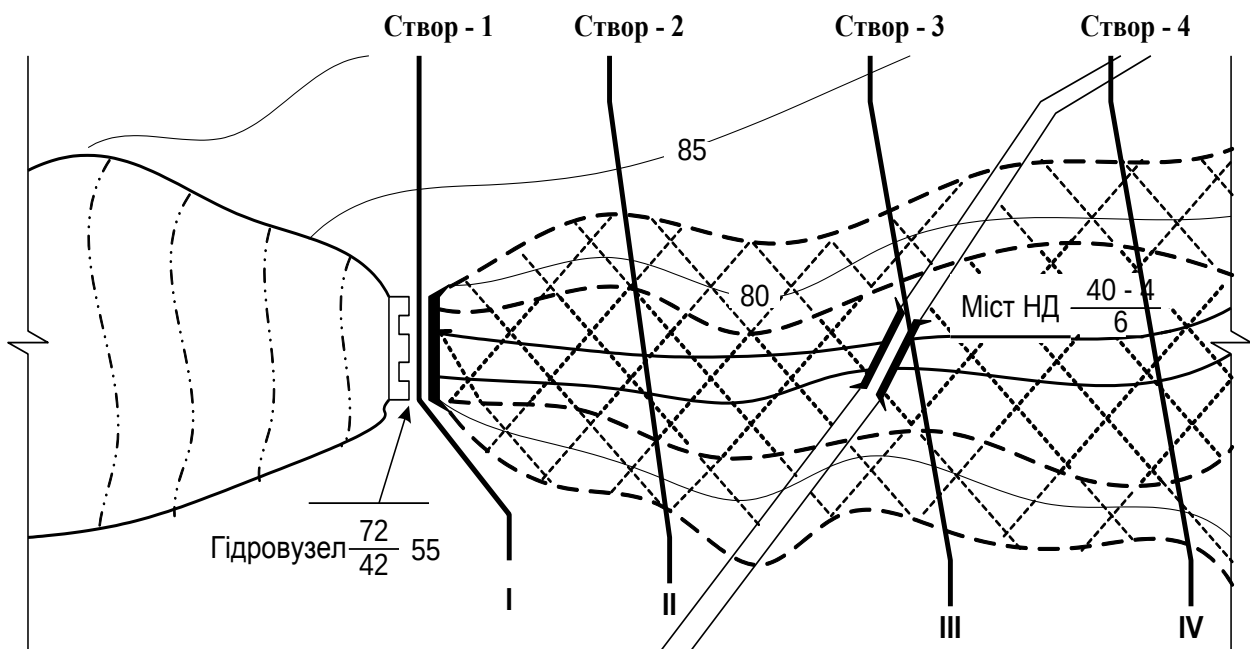


Рисунок 6.3.1 – Розрахункова схема ділянки ріки

Мета розв'язання задачі: розрахувати параметри хвилі прориву.

Послідовність розв'язання задачі:

1. Визначаємо параметри хвилі прориву у створі повного руйнування

гідровузла (1-й створ на рис. 6.3.1). Визначення висоти хвилі прориву:

$$H_{xb} = 0,6 H_B - h_b \text{ [м]}, \quad (6.3.1)$$

де H_B – глибина водоймища біля греблі, м; h_b – глибина річки нижче греблі, м.

2. Визначення часу проходження хвилі прориву через створ зруйнованої греблі (час повного спорожнювання водоймища):

$$T_0 = \frac{W_B A}{3600 M B_w H_B^{\frac{3}{2}}} \text{ [год.]}, \quad (6.3.2)$$

де W_B – об'єм водоймища; A – коефіцієнт кривизни водоймища, для орієнтовного розрахунку приймається рівним 2; M – параметр, що характеризує форму русла ріки (рис. 6.3.2); B_w – ширина водоймища перед гідровузлом, м; H_B – глибина водоймища перед гідровузлом.

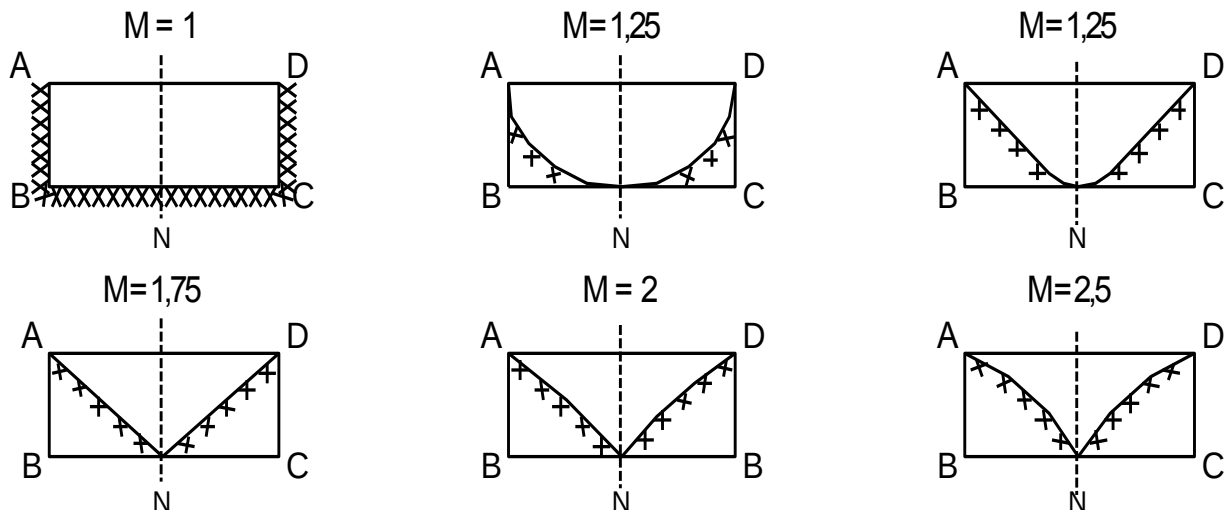


Рисунок 6.3.2 – Форма поперечного перерізу русла ріки

3. Визначення часу добігання хвилі прориву до 2-го створу:

$$t_1 = \frac{L_1}{V_1} \text{ [год.]}, \quad (6.3.3)$$

де L_1 – довжина 1-ї ділянки ріки; V_1 – швидкість руху хвилі прориву на 1-й ділянці, обумовлена за табл. 6.3.1.

4. Визначення висоти хвилі прориву у другому створі (H_{xb2}).

Для цього на початку визначаємо значення відношення часу добігання хвилі до другого створу t_1 до часу повного спорожнення водосховища T_1 :

$$\frac{t_1}{T_1} \text{ [год.]}. \quad (6.3.4)$$

Таблиця 6.3.1 – Середня швидкість руху хвилі прориву, км/год

Характеристика русла і заплави	$i=0,01$	$i=0,001$	$i=0,0001$
На річках із широкими затопленими заплавами	4 – 8	1 – 3	0,5 – 1
На звивистих річках із зарослими чи нерівними кам'янистими заплавами, з розширенням і звуженнями заплави	8 – 14	3 – 8	1 – 2
На річках з добре розробленим руслом, з вузькими і середніми заплавами без великих опорів	14 – 20	8 – 12	2 – 5

Потім за табл. 6.3.2 знаходимо відповідні відношення цього значення інших відношень.

Таблиця 6.3.2 – Значення відношень висоти хвилі прориву і тривалість її проходження через створ

t_1/T_1	$H_{\text{хвII}}/H_{\text{хвI}}$	T_{II}/T_1
0,00	1	1
0,1	0,9	1,1
0,25	0,8	1,3
0,4	0,7	1,5
0,55	0,6	1,6
0,7	0,5	1,7
0,95	0,4	1,9
1,25	0,3	2,2
1,5	0,3	2,6

Примітки:

1. За великих значень t_1/T_1 орієнтовно можна приймати $H_{\text{хв2}}/H_{\text{хв1}} = 0,3$, а $T_{\text{II}}/T_1 = 2,6 \dots 3$.
2. Дані табл. 6.3.2 є справедливими тільки для другого створу; при визначенні параметрів хвилі у третьому створі t_1/T_1 замінюється відношенням $t_2/T_{\text{II}} + t_1$, а в четвертому $t_3/T_{\text{III}} + t_1 + t_2$ тощо.

За таблицею 6.3.2 знаходимо відношення значення $H_{\text{хв2}}/H_{\text{хв1}}$ та T_{II}/T_1 . Визначаємо значення $H_{\text{хв2}}$ та T_{II} .

5. Визначаємо час добігання хвилі прориву до 3-го створу:

$$t_2 = (L_2 / V_2) + t_1 \text{ [год.]}, \quad (6.3.5)$$

де L_2 – довжина другої ділянки, км (тобто від першого до другого створу); V_2 – швидкість руху хвилі прориву на 2-й ділянці, км/год.

Для одержання параметрів хвилі прориву в наступних створах розрахунків проводять аналогічним способом.

6. За отриманими даними про хвилю прориву в усіх створах будується графік руху хвилі прориву.

7. Визначення часу евакуації із населеного пункту та часу протягом якого можна використовувати міст.

Час, протягом якого можлива евакуація, характеризується часом добігання хвилі прориву. Для визначення через точку з абсцисою 30 км на графіку проходження хвилі проводять вертикальну пряму MN . Позначивши точки перетину MN з лініями часу добігання B і часу проходження хвилі N і зпроектувавши їх на шкалу часу, неважко знайти час приходу хвилі в створі населеного пункту K .

Аналогічно визначаємо час використання мосту.

Приклад розв'язання задачі

Визначаємо параметри хвилі прориву у створі повного руйнування гідровузла (1-й створ на рис. 6.3.1):

1. Знаходимо висоту хвилі прориву $H_{\text{хв1}}$:

$$H_{\text{хв1}} = 0,6 H - h_1 = 0,6 \cdot 42 - 3,2 = 22 \text{ м.}$$

2. Визначаємо час проходження хвилі прориву через створ зруйнованої греблі (час повного спорощення водосховища). Для орієнтовного розрахунку коефіцієнта, що характеризує форму кривизни водосховища, приймаємо $A = 2$. У випадку параболічної форми русла і заплави в 1-му створі коефіцієнт $M = 1,25$ (див. рис. 6.3.2):

$$T_1 = \frac{W_B \cdot A}{3600 \cdot M \cdot B \cdot H \cdot \sqrt{H}} = \frac{72000000 \cdot 2}{3600 \cdot 1,25 \cdot 55 \cdot 42 \cdot \sqrt{42}} = 2,2 \text{ год.}$$

3. Знаходимо основні дані руху хвилі прориву на першій ділянці і параметри, що характеризують її у другому створі, визначаємо:

а) час добігання хвилі до другого створу (t_1).

Для річки з добре розробленим руслом, з вузькими заплавами без великих опорів, при ухилі дна $i = 0,0012$ середня швидкість руху хвилі на першій ділянці дорівнює $V_1 = 10$ км/год (див. табл. 6.3.1).

$$t_1 = \frac{L_1}{V_1} = \frac{25}{10} = 2,5 \text{ год.}$$

б) визначаємо висоту хвилі прориву у другому створі ($H_{\text{хв2}}$).

Для цього на початку обчислюємо значення відношення часу добігання хвилі до другого створу t_1 до часу повного спорощення водосховища T_1

$$\frac{t_1}{T_1} = \frac{2,5}{2,22} = 1,1.$$

Потім за табл. 6.3.2 знаходимо відповідні відношення цього значення інших відношень:

Використовуючи метод інтерполяції, визначаємо значення $H_{\text{хв2}}/H_{\text{хв1}}$ та $T_{\text{II}}/T_{\text{I}}$, відповідні відношенню $H_{\text{хв2}}/H_{\text{хв1}} = 0,35$, звідки:

$$H_{\text{хв2}} = 0,35 \cdot H_{\text{хв1}} = 0,35 \cdot 22 = 7,7 \text{ м};$$

в) час проходження хвилі прориву через другі ворота. За табл. 6.3.2 знаходимо $T_{\text{II}}/T_{\text{I}} = 2,05$, звідки:

$$T_{\text{II}} = 2,05 \cdot T_{\text{I}} = 2,05 \cdot 2,22 = 4,55 \text{ год.}$$

4. Знаходимо параметри хвилі прориву при її русі по другій розрахунковій ділянці та у третьому створі:

Визначаємо час добігання хвилі прориву до третього створу. Протяжність розрахункової ділянки 20 км (ухил дна річки $i = 0,001$). На річках із середніми заплавами без великих опорів за таблицею середню швидкість руху хвилі приймаємо 8 км/ч. За цих даних час добігання хвилі прориву до третього створу:

$$t_2 = \frac{L_2}{V_2} = \frac{20}{8} = 2,5.$$

Для визначення висоти хвилі прориву у третьому створі обчислюємо значення відношення:

$$\frac{t_2}{T_{\text{II}} + t_1} = \frac{2,5}{4,55 + 2,5} = 0,355, \quad H_{\text{хв3}} / H_{\text{хв2}} = 0,73,$$

$$H_{\text{хв3}} = 0,73 \cdot H_{\text{хв2}} = 0,73 \cdot 7,7 = 5,6 \text{ м.}$$

Тривалість проходження хвилі прориву через третій створ визначаємо з відношення:

$$T_{\text{III}} / T_{\text{II}} = 1,43; \quad T_{\text{III}} = 1,43 \cdot T_{\text{II}} = 1,43 \cdot 4,55 = 6,5 \text{ год.}$$

Таким чином:

1) Параметри хвилі прориву у створі зруйнованого гідровузла:

- висота хвилі прориву $H_{\text{хв1}} = 22 \text{ м};$
- час повного спорощення водосховища $T_{\text{I}} = 2,22 \text{ год.}$

2) Дані руху хвилі прориву на першій ділянці (L_1) і параметри її у другому створі:

- час добігання хвилі до другого створу $t_1 = 2,5 \text{ год};$
- висота хвилі прориву $H_{\text{хв2}} = 7,7 \text{ м};$
- час проходження хвилі через другий створ $T_{\text{II}} = 4,55.$

3) Дані руху хвилі прориву на другій ділянці (L_2) і параметри її у третьому створі:

- час добігання хвилі прориву до третього створу $t_2 = 2,5$ год;
- висота хвилі прориву $H_{хв3} = 5,6$ м;
- час проходження хвилі через третій створ $T_{III} = 6,5$ год.

6. За даними, отриманими на основі розрахунку, будуємо графік проходження хвилі прориву (рис. 6.3.3).

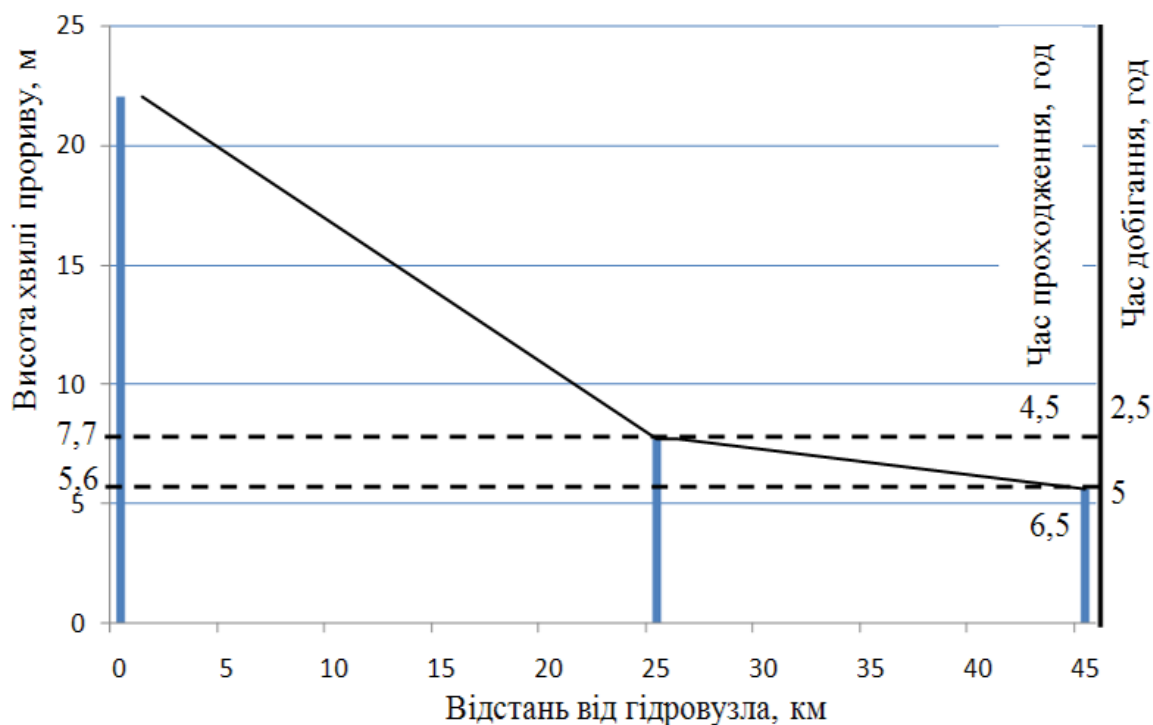


Рисунок 6.3.3 – Графік руху хвилі прориву

7. Визначення часу евакуації із населеного пункту та час, протягом якого можна використовувати міст.

Використовуючи побудований графік, визначаємо час, протягом якого можлива евакуація з населеного пункту. Час, протягом якого можлива евакуація, характеризується часом добігання хвилі прориву. Щоб відповісти на це питання, додатньо через точку 30 км на графіку проходження хвилі провести вертикальну пряму MN . Позначивши точки перетину MN з лініями часу добігання B і часу проходження хвилі N та знісши їх на шкалу часу, неважко знайти час приходу хвилі у створі населеного пункту K . Отже, для проведення евакозаходів з населеного пункту K відводиться 2,3 години.

Аналогічно визначаємо, що міст, розташований від населеного пункту в 35 км, можна використовувати протягом 3,7 години.

Висновок. Розрахунками встановлено параметри хвилі прориву та час, протягом якого можлива евакуація із населеного пункту K – 2,3 години, а також визначено, що міст можна використовувати протягом 3,7 години.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.3:

Варіант	Об'єм водосховища, млн.м ³	Ширина водосховища перед греблею, м	Глибина водосховища перед гідровузлом, м	Глибина річки нижче греблі, м	Швидкість течії, м / с	Форма (перерізу) долини	Характеристики річки на ділянці L_1/i	Характеристики річки L_2/i	Населений пункт К, км	Дерев'яний міст, км
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	30	50	100	2	0,5	прямокутна	10/0,01	25/0,0001	15	30
2.	40	55	90	2,5	1	параболічна	15/0,001	20/0,0001	10	30
3.	50	60	80	3	1,5	трикутна	20/0,0001	15/0,01	15	30
4.	60	65	70	3,5	2	прямокутна	10/0,0001	10/0,001	15	6
5.	70	70	60	4	0,5	параболічна	15/0,01	25/0,0001	10	30
6.	80	75	50	4,5	1	трикутна	10/0,001	20/0,0001	15	8
7.	90	80	40	5	1,5	прямокутна	10/0,01	15/0,01	20	25
8.	100	85	30	2	2	параболічна	15/0,001	10/0,001	12	20
9.	110	90	100	2,5	0,5	трикутна	10/0,01	25/0,0001	20	15
10.	120	100	90	3	1	прямокутна	15/0,001	20/0,0001	10	35
11.	130	50	80	3,5	1,5	параболічна	20/0,0001	15/0,01	30	10
12.	140	55	70	4	2	трикутна	10/0,0001	10/0,001	15	18
13.	150	60	60	4,5	0,5	прямокутна	15/0,01	25/0,0001	10	25
14.	160	65	50	5	1	параболічна	10/0,001	20/0,0001	15	25
15.	170	70	40	2	1,5	трикутна	10/0,01	15/0,01	15	20
16.	180	75	30	2,5	2	прямокутна	15/0,001	10/0,001	10	20
17.	190	80	100	3	2	параболічна	20/0,0001	25/0,0001	15	25
18.	200	85	90	3,5	3	трикутна	10/0,0001	20/0,0001	15	8
19.	30	90	80	4	4	прямокутна	15/0,01	15/0,01	17	25
20.	40	100	70	4,5	0,5	параболічна	10/0,001	10/0,001	18	8
21.	50	50	60	5	1	трикутна	10/0,01	25/0,0001	15	20
22.	60	55	50	2	1,5	прямокутна	15/0,001	20/0,0001	25	10
23.	70	60	40	2,5	2	параболічна	20/0,0001	15/0,01	25	30

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.3 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
24.	80	65	30	3	0,5	трикутна	10/0,0001	10/0,001	15	8
25.	90	70	100	3,5	1	прямо- кутна	15/0,01	25/0,0001	10	25
26.	100	75	90	4	1,5	парабо- лічна	10/0,001	20/0,0001	25	15
27.	110	80	80	4,5	2	трикутна	10/0,01	15/0,01	15	20
28.	120	85	70	5	3	прямо- кутна	15/0,001	10/0,001	20	15
29.	130	90	60	2	4	парабо- лічна	20/0,0001	25/0,0001	30	40
30.	140	100	50	2,5	0,5	трикутна	10/0,0001	20/0,0001	15	25

Примітка:

1. Для парного номеру варіанта:

Характеристика русла і заплави – звивисті річки із зарослими чи нерівними кам'янистими заплавами, з розширенням і звуженнями заплави;

2. Для непарного номеру варіанта:

Характеристика русла і заплави – річка з добре розробленим руслом, з вузькими і середніми заплавами без великих опорів.

Задача 6.4

Визначення небезпеки селенебезпечного району

Визначити категорію селенебезпечного району, тип селевого потоку та параметри утворення селевого потоку за таких умов:

- зареєстровані селі: кількість – 4, об'єм виносів – по 5 тис.м³ кожний; кількість – 2, об'єм виносів – по 10 тис.м³ кожний;
- час спостереження – 40 років;
- відношення об'єму твердої речовини до об'єму суміші – 0,6;
- переважаючі розміри уламків гірської породи – 2–4 мм;
- площа водозбору селевого осередку $F = 2 \text{ км}^2$;
- середній ухил $\alpha = 10^0$ (у градусах);
- тип селевого осередку – скельний осередок.

Мета завдання – визначення категорії селенебезпечного басейну та параметрів утворення селевого потоку.

Послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення категорії селенебезпечного басейну за приведеною селеактивністю.

Повторюваність селів відбиває селеактивність цього басейну. У той же час у деяких басейнах селі виникають рідко, тобто селеактивність їх є малою, але одночасний об'єм селевих виносів дуже значний, отже селенебезпечність їх є дуже високою. Обидва ці показники необхідно враховувати при оцінці

селенебезпечності гірських районів і при їхній класифікації за ступенем селенебезпечності. Для цього використовується комплексний критерій, що називається *приведеною селеактивністю* (P_a) і являє собою частку від розподілу сумарного об'єму селевих виносів за якийсь тривалий відрізок часу ΣW_T на число років T , що входять у цей відрізок:

$$P_a = \frac{\Sigma W_m}{T}. \quad (6.4.1)$$

Усі селенебезпечні басейни за приведеною селеактивністю (на 100 років) поділяються на 4 категорії :

- винятково селенебезпечний – $10^4 \dots 10^5 \text{ м}^3$;
- дуже селенебезпечний – $10^3 \dots 10^4 \text{ м}^3$;
- середньо селенебезпечний – $10^2 \dots 10^3 \text{ м}^3$;
- слабо селенебезпечний – $10 \dots 100 \text{ м}^3$.

2. Визначення типу селевого потоку за ДБН В.1.1-24:2009 «Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування».

За складом твердого матеріалу, що переноситься, селеві потоки прийнято розрізняти в такий спосіб:

— грязьові потоки, що являють собою суміш води і мілкозему при невеликій концентрації каменів (об'ємна вага потоку – $1,5 \dots 2,0 \text{ т/м}^3$);

— грязево-кам'яні потоки, що являють собою суміш води, мілкозему, гальки, гравію, невеликих каменів, попадаються і великі камені, але їх небагато, вони то випадають із потоку, то знову починають рухатися разом із ним (об'ємна вага потоку – $2,1 \dots 2,5 \text{ т/м}^3$);

— водно-кам'яні потоки, що являють собою суміш води з переважно великими каменями, у тому числі з валунами і скельними уламками (об'ємна вага потоку – $1,1 \dots 1,5 \text{ т/м}^3$).

За ДБН В.1.1-24:2009 «Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування» класифікацію типів селевих потоків обирають за табл. 6.4.1.

Таблиця 6.4.1 – Класифікація типів селевих потоків

Відношення об'єму твердої речовини до об'єму суміші	Переважаючі (>50% загального об'єму твердої фази) розміри уламків гірської породи	
	>1мм	<1мм
>0,5	Грязьокам'яний	Грязьовий
<0,5	Наносоводні	

3. Визначення параметра утворення селевого потоку.

Залежно від типу селевого осередку визначається середній діаметр уламків d (м), що анкерують формуючий сель ґрунт, який визначається за табл. 6.4.2.

Таблиця 6.4.2 – Середній діаметр уламків d (м), що анкерують формуючий сіль ґрунт

Тип селевого осередку	Гірський район Карпат
Врізання	0,5
Ритвина	0,3
Скельний осередок	0,2
Осередок розосередження	0,1

За значеннями величини d , уклону селевого осередку α і площі водозбору F за допомогою номограми, що наведена на рис. 6.4.1, визначаються селеформуючі витрати $Q_{\text{крит.}}$ ($\text{м}^3/\text{с}$), критична інтенсивність утворення стоку $g_{\text{крит.}}$ (мм/хв).

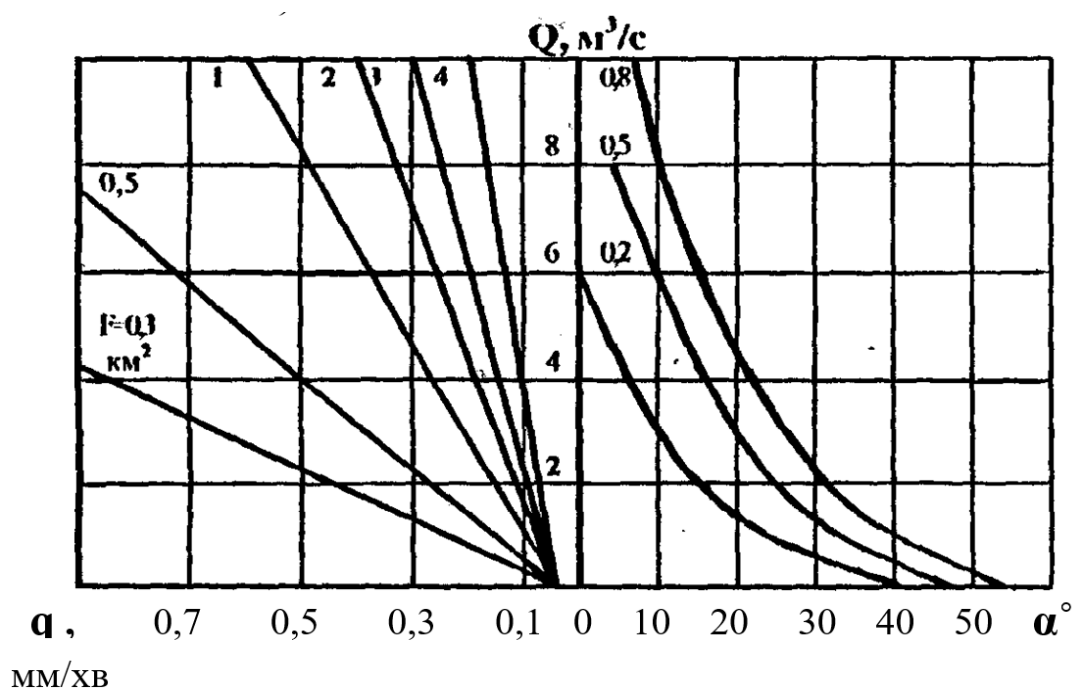


Рисунок 6.4.1 – Номограма для розрахунку дощової селевої небезпеки

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення категорії селенебезпечного басейну за приведеною селеактивністю.

Усі селенебезпечні басейни за приведеною селеактивністю (на 100 років) поділяються на 4 категорії :

- винятково селенебезпечний – $10^4 - 10^5 \text{ м}^3$;
- дуже селенебезпечний – $10^3 - 10^4 \text{ м}^3$;
- середньо селенебезпечний – $10^2 - 10^3 \text{ м}^3$;
- слабо селенебезпечний – $10 - 100 \text{ м}^3$.

За формулою (6.4.1):

$$P_a = \frac{\sum W_T}{T} \cdot \frac{100}{T} = \frac{(4 \cdot 5 \cdot 10^3) + (2 \cdot 10 \cdot 10^3)}{40} \cdot \frac{100}{40} = 25 \cdot 10^2$$

визначаємо район як дуже селенебезпечний.

2. Визначення типу селевого потоку За ДБН В.1.1-24:2009 «Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування» (див. табл. 6.4.1).

Враховуючи, що відношення об'єму твердої речовини до об'єму суміші 0,6 більше за 0,5, а переважаючі розміри уламків гірської породи 2...4 мм – більше 1 мм, визначаємо селевий потік як грязьокам'яний.

3. Визначення параметру утворення селевого потоку.

Залежно від типу селевого осередку визначається середній діаметр уламків d (м), що анкерують формуючий сель ґрунт (див. табл. 6.4.2).

За номограмою (рис. 6.4.1) визначаємо: за значення величини $d = 0,2$ м, площі водозбору $F = 2$ км² та середнього уклону селевого осередку $\alpha = 10^0$, селеформуючі витрати $Q_{\text{крит.}} = 6$ м³/с, критична інтенсивність утворення стоку $g_{\text{крит.}} = 0,15$ мм/хв.

Висновок. За результатами розрахунків встановлено, що за приведеною селеактивністю район відноситься до селенебезпечних. Характерним є грязьокам'яний селевий потік. Формування селевого потоку відбувається за умови досягання або перевищення інтенсивності опадів $g_{\text{крит.}} = 0,15$ мм/хв, а селеформуючі витрати складають $Q_{\text{крит.}} = 6$ м³/с.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.4:

Варіант	Час фіксації, років	Кількість та потужність селей	Кількість та потужність селей	Відношення об'єму твердої речовини до об'єму суміші	Переважаючі розміри уламків гірської породи, мм	Площа водозбору селевого осередку	Середній ухил, град.	Тип селевого осередку
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	10	1 по $5 \cdot 10^2$ м ³	1 по $15 \cdot 10^2$ м ³	0,15	0,5	0,5	10	Врізання
2.	15	2 по $5 \cdot 10^2$ м ³	2 по $25 \cdot 10^2$ м ³	0,25	2	1	15	Ритвина
3.	20	3 по $5 \cdot 10^2$ м ³	3 по $35 \cdot 10^2$ м ³	0,35	3	1,5	20	Скельний осередок
4.	25	4 по $5 \cdot 10^2$ м ³	4 по $45 \cdot 10^2$ м ³	0,45	4	2	25	Врізання
5.	30	1 по $8 \cdot 10^2$ м ³	1 по $10 \cdot 10^3$ м ³	0,55	5	2,5	30	Ритвина
6.	35	2 по $8 \cdot 10^2$ м ³	2 по $10 \cdot 10^3$ м ³	0,65	0,5	3	35	Скельний осередок
7.	40	3 по $8 \cdot 10^2$ м ³	3 по $10 \cdot 10^3$ м ³	0,75	2	0,5	40	Врізання
8.	45	4 по $8 \cdot 10^2$ м ³	4 по $10 \cdot 10^3$ м ³	0,15	3	1	45	Ритвина
9.	50	1 по $5 \cdot 10^3$ м ³	1 по $15 \cdot 10^3$ м ³	0,25	4	1,5	10	Скельний осередок
10.	55	2 по $5 \cdot 10^3$ м ³	2 по $15 \cdot 10^3$ м ³	0,35	5	2	15	Врізання

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.4 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9
11.	60	3 по $5 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	3 по $15 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	0,45	0,5	2,5	20	Ритвина
12.	10	4 по $5 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	1 по $5 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,55	2	3	25	Скельний осередок
13.	15	1 по $8 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	2 по $5 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,65	3	0,5	30	Врізання
14.	20	2 по $8 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	3 по $5 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,75	4	1	35	Ритвина
15.	25	3 по $8 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	4 по $5 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,15	5	1,5	40	Скельний осередок
16.	30	2 по $8 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	1 по $8 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,25	0,5	2	45	Врізання
17.	35	4 по $8 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	2 по $8 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,35	2	2,5	10	Ритвина
18.	40	1 по $15 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	3 по $8 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,45	3	3	15	Скельний осередок
19.	45	2 по $25 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	4 по $8 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,55	4	0,5	20	Врізання
20.	50	3 по $35 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	1 по $5 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	0,65	5	1	25	Ритвина
21.	55	4 по $45 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	2 по $5 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	0,75	0,5	1,5	30	Скельний осередок
22.	60	5 по $55 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	3 по $5 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	0,15	2	2	35	Врізання
23.	10	1 по $10 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	1 по $15 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,25	3	2,5	40	Ритвина
24.	15	2 по $10 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	2 по $25 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,35	4	3	45	Скельний осередок
25.	20	3 по $10 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	3 по $35 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,45	5	0,5	10	Врізання
26.	25	4 по $10 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	4 по $45 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,55	0,5	1	15	Ритвина
27.	30	1 по $15 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	1 по $5 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,65	2	1,5	20	Скельний осередок
28.	35	2 по $15 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	2 по $5 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,75	3	2	25	Врізання
29.	40	3 по $15 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	3 по $5 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,85	4	2,5	30	Ритвина
30.	45	4 по $15 \cdot 10^3 \text{ м}^3$	4 по $5 \cdot 10^2 \text{ м}^3$	0,15	5	3	35	Скельний осередок

Задача 6.5

Визначення параметрів споруд для захисту від землетрусу

- Визначити параметри наслідку землетрусу за таких умов:
- магнітуда землетрусу $M = 8$;
- епіцентрально відстань $D = 30 \text{ км}$;
- глибина осередку землетрусу $H = 10 \text{ км}$;
- кількість будівель типу А = 100, кількість мешканців – 10000 осіб;
- кількість будівель типу Б = 90, кількість мешканців – 20000 осіб;
- кількість будівель типу В = 80, кількість мешканців – 30000 осіб;
- кількість будівель типу С7 = 70, кількість мешканців – 20000 осіб;
- кількість будівель типу С8 = 60, кількість мешканців – 15000 осіб;
- кількість будівель типу С9 = 50, кількість мешканців – 20000 осіб;
- щільність забудови у місті $\Phi = 40 \text{ буд./км}^2$;
- час землетрусу – 21.00

Мета розв'язання задачі: розрахувати параметри обраних споруд для захисту від землетрусу.

Послідовність розв'язання задачі:

1. Розрахунок інтенсивності землетрусу.

Між магнітудою M та інтенсивністю землетрусів J в балах існує аналітична залежність, яка в літературі відома як формула макросейсмічного поля землі:

$$J = B \cdot M - C \cdot \lg \sqrt{D^2 + H^2} + E, \quad (6.5.1)$$

де D – епіцентрально відстань, км; H – глибина осередку землетрусу, км; M – магнітуда землетрусу; B, C, E – регіональні константи.

Значення коефіцієнтів B, C, E в рівнянні можуть бути різними для конкретних регіонів. Якщо значення констант не відомі, вони можуть бути прийняті рівними $B = 1,5$; $C = 3,5$; $E = 3,0$.

2. Визначаємо кількість будівель, які отримали руйнування.

Кількість будівель P_j , які отримали j ступінь руйнувань, визначається за формулою

$$P_j = \sum_{i=1}^n K_i \cdot C_{ij}, \quad (6.5.2)$$

де K_i – кількість будівель i -го типу в місті; C_{ij} – ймовірність отримання будівлею i -го типу j -го ступеня руйнування, прийнята згідно з табл. 6.5.1; n – число типів розглянутих будівель. Максимальне число типів $n = 6$ (А, Б, В, С7, С8, С9).

3. Розрахунок площі руйнувань S_p частини міста, в межах якої забудова отримала важкі, часткові руйнування і обвали.

Площа руйнувань частини міста, в межах якої забудова отримала важкі, часткові руйнування і обвали, визначається за формулою.

$$S_p = \sum_{j=3,4,5} \frac{P_j}{\Phi}, \text{ км}^2, \quad (6.5.3)$$

де P_j – кількість будівель, які отримали 3, 4 і 5-й ступінь пошкодження, буд; Φ – щільність забудови у місті, буд./км².

4. Визначаємо протяжність завалених проїздів.

Протяжність завалених проїздів визначається з умови, що на 1 км² зруйнованої частини міста в середньому припадає 0,6 км завалених маршрутів (дані отримані на основі аналізу наслідків руйнівних землетрусів)

$$L_{зп} = 0,6 S_p \text{ [км]}. \quad (6.5.4)$$

Таблиця 6.5.1 – Вірогідність C_i ушкодження різних типів будівель залежно від інтенсивності землетрусу

Типи будівель	Ступінь руйнування	Ймовірності руйнування будівель при інтенсивності руйнування в балах						
		6	7	8	9	10	11	12
1	2	3	4	5	6	7	8	9
А	1	0,36	0,13	0	0	0	0	0
	2	0,12	0,37	0,02	0	0	0	0
	3	0,02	0,34	0,14	0	0	0	0
	4	0	0,13	0,34	0,02	0	0	0
	5	0	0,03	0,50	0,98	1	1	1
Б	1	0,09	0,4	0,01	0	0	0	0
	2	0,01	0,34	0,15	0	0	0	0
	3	0	0,13	0,34	0,02	0	0	0
	4	0	0,03	0,34	0,14	0	0	0
	5	0	0	0,16	0,84	1	1	1
В	1	0,01	0,36	0,13	0	0	0	0
	2	0	0,11	0,37	0,02	0	0	0
	3	0	0,03	0,34	0,14	0	0	0
	4	0	0	0,13	0,34	0,03	0	0
	5	0	0	0,03	0,50	0,97	1	1
С7	1	0	0,09	0,4	0,01	0	0	0
	2	0	0,01	0,34	0,15	0	0	0
	3	0	0	0,13	0,34	0,02	0	0
	4	0	0	0,03	0,34	0,14	0,1	0
	5	0	0	0	0,16	0,84	0,9	1
С8	1	0	0,01	0,36	0,13	0	0	0
	2	0	0	0,1	0,37	0,02	0	0
	3	0	0	0,02	0,34	0,14	0	0
	4	0	0	0	0,13	0,34	0,02	0
	5	0	0	0	0,03	0,50	0,98	1
С9	1	0	0	0,09	0,4	0,01	0	0
	2	0	0	0,01	0,34	0,15	0	0
	3	0	0	0	0,13	0,34	0,02	0
	4	0	0	0	0,03	0,34	0,14	0
	5	0	0	0	0	0,16	0,84	1

Розрахунок кількості аварій на комунально-енергетичних мережах (КЕМ) визначаються за умови, що на 1 км² зруйнованої частини міста припадає 6–8 аварій (дані отримані на підставі аналізу наслідків руйнівних землетрусів).

$$K_{\text{кем}} = 8 S_p. \quad (6.5.5)$$

5. Розрахунок чисельності постраждалих людей.

Узагальнену залежність щодо визначення втрат при руйнівних землетрусах можна представити у вигляді

$$M(N) = R \sum_{i=1}^n N_i \cdot C_i \text{ [люд.]}, \quad (6.5.6)$$

де R – ймовірність розміщення людей у зоні ризику в будівлях (у середньому $R = 0,83$); N_i – чисельність людей в будівлях i -ї групи, чол; C_i – ймовірність ураження людей в будівлях i -ї групи, визначається за табл. 6.5.2.

Таблиця 6.5.2 – Вірогідність C_i загальних і безповоротних втрат людей в різних типах будівель при землетрусах

Типи будівель	Ступінь ураження людей	Ймовірність втрат людей в різних типах будівель при інтенсивності землетрусу в балах						
		6	7	8	9	10	11	12
А	Загальні	0,004	0,14	0,70	0,96	0,97	0,97	0,97
	Безповоротні	0	0,05	0,38	0,59	0,6	0,6	0,6
Б	Загальні	0	0,03	0,39	0,90	0,97	0,97	0,97
	Безповоротні	0	0,01	0,18	0,53	0,6	0,6	0,6
В	Загальні	0	0	0,14	0,70	0,96	0,97	0,97
	Безповоротні	0	0	0,05	0,38	0,59	0,6	0,6
С7	Загальні	0	0	0,03	0,39	0,90	0,97	0,97
	Безповоротні	0	0	0,01	0,18	0,53	0,6	0,6
С8	Загальні	0	0	0,004	0,14	0,70	0,96	0,97
	Безповоротні	0	0	0	0,05	0,38	0,59	0,6
С9	Загальні	0	0	0	0,03	0,39	0,90	0,97
	Безповоротні	0	0	0	0,01	0,18	0,53	0,6

Більш точно значення R для формули приймаються рівними:

- з 23.00 до 7-ї години $R=1$;
- з 7.00 до 9-ї години $R=0,6$;
- з 9.00 до 18-ї години $R=0,7$;
- з 18.00 до 20-ї години $R=0,65$;
- з 20.00 до 23-ї години $R=0,9$.

Приклад розв'язання задачі

1. Розрахунок інтенсивності землетрусу.

За формулою макросейсмічного поля землі (6.5.1) інтенсивність землетрусу становить

$$J = B \cdot M - C \cdot \lg \sqrt{D^2 + H^2} + E = 1,5 \cdot 8 - 3,5 \cdot \lg \sqrt{30^2 + 10^2} + 3 = 9,75 \approx 10$$

Приймаємо $B = 1,5$; $C = 3,5$; $E = 3,0$.

2. Визначаємо кількість будівель, які отримали руйнування за (6.5.2).

Визначаємо кількість будівель, які отримали слабкі пошкодження $d = 1$:

$$P_1 = \sum_{i=1}^n K_i \cdot C_{i1} =$$

$$= 100 A_1 \cdot 0 + 90 B_1 \cdot 0 + 80 V_1 \cdot 0 + 70 C7_1 \cdot 0 + 60 C8_1 \cdot 0 + 50 C9_1 \cdot 0,01 = 0,5 \approx 1.$$

Визначаємо кількість будівель, які отримали помірні пошкодження $d = 2$:

$$P_2 = \sum_{i=1}^n K_i \cdot C_{i2} =$$

$$= 100 A_2 \cdot 0 + 90 B_2 \cdot 0 + 80 V_2 \cdot 0 + 70 C7_2 \cdot 0 + 60 C8_2 \cdot 0,02 + 50 C9_2 \cdot 0,15 =$$

$$= 1,2 + 7,5 = 8,7 \approx 9.$$

Визначаємо кількість будівель, які отримали важкі пошкодження $d = 3$:

$$P_3 = \sum_{i=1}^n K_i \cdot C_{i3} =$$

$$= 100 A_3 \cdot 0 + 90 B_3 \cdot 0 + 80 V_3 \cdot 0 + 70 C7_3 \cdot 0,02 + 60 C8_3 \cdot 0,14 + 50 C9_3 \cdot 0,34 =$$

$$= 1,4 + 8,4 + 17 = 23,8 \approx 24.$$

Визначаємо кількість будівель, які отримали часткові руйнування несучих конструкцій $d = 4$:

$$P_4 = \sum_{i=1}^n K_i \cdot C_{i4} =$$

$$= 100 A_4 \cdot 0 + 90 B_4 \cdot 0 + 80 V_4 \cdot 0,03 + 70 C7_4 \cdot 0,14 + 60 C8_4 \cdot 0,34 + 50 C9_4 \cdot 0,34 =$$

$$= 2,4 + 9,8 + 20,4 + 17 = 49,6 \approx 50.$$

Визначаємо кількість будівель, які отримали обвалення несучих стін та перекрить, повне обвалення будівлі із втратою форми $d = 5$:

$$P_5 = \sum_{i=1}^n K_i \cdot C_{i5} =$$

$$= 100 A_5 \cdot 1 + 90 B_5 \cdot 1 + 80 V_5 \cdot 0,97 + 70 C7_5 \cdot 0,84 + 60 C8_5 \cdot 0,5 + 50 C9_5 \cdot 0,16 =$$

$$= 100 + 90 + 77,6 + 58,8 + 30 + 8 = 364,6 \approx 365.$$

3. Розрахунок площі руйнувань частини міста, в межах якої забудова отримала важкі, часткові руйнування і обвали, здійснюємо за формулою (6.5.3).

$$S_p = \sum_{j=3,4,5} \frac{P_j}{\Phi} = 24/40 + 50/40 + 365/40 = 10,98 \text{ км}^2.$$

4. Визначаємо протяжність завалених проїздів по (6.5.4) за умови, що на 1 км^2 зруйнованої частини міста в середньому припадає 0,6 км завалених маршрутів.

$$L_{3П} = 0,6 S_p = 0,6 \cdot 10,98 = 6,59 \text{ км.}$$

Розрахунок кількості аварій на КЕМ виконуємо по (6.5.5) з умови, що на 1 км^2 зруйнованої частини міста припадає 6–8 аварій (дані отримані на підставі аналізу наслідків руйнівних землетрусів).

$$K_{\text{КЕМ}} = 8 S_p = 8 \cdot 10,98 = 87,84 \approx 88.$$

5. Розрахунок чисельності постраждалих людей.

Розрахуємо загальні втрати людей при землетрусі по (6.5.6) і за табл. 6.5.2.

$$M(N) = R \sum_{i=1}^n N_i \cdot C_i =$$

$$= 0,9 (0,97 \cdot 10000 + 0,97 \cdot 20000 + 0,96 \cdot 30000 + 0,9 \cdot 20000 + 0,7 \cdot 15000 + 0,39 \cdot 20000) =$$

$$= 0,9(9700 + 19400 + 28800 + 18000 + 14000 + 7800) = 87930 \text{ осіб.}$$

Розрахуємо безповоротні втрати людей при землетрусі

$$M(N) = R \sum_{i=1}^n N_i \cdot C_{\text{заг}} =$$

$$= 0,9 (0,6 \cdot 10000 + 0,6 \cdot 20000 + 0,59 \cdot 30000 + 0,53 \cdot 20000 + 0,38 \cdot 15000 + 0,18 \cdot 20000) =$$

$$= 0,9(6000 + 12000 + 17700 + 10600 + 5700 + 3600) = 55600 \text{ осіб.}$$

Висновок. Визначено параметри наслідків землетрусу. Встановлено кількість видів пошкоджених будівель. Розраховано протяжність завалених проїздів та кількість аварій на КЕМ. Визначено кількість постраждалих людей при землетрусі.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.5:

Варі- ант	Маг- ніту- да	Епіце- на від- стань, км	Гли- бина осе- ред- ку, км	Кіль- кість буді- вель типу А, кіль- кість осіб	Кіль- кість буді- вель типу Б, кіль- кість осіб	Кіль- кість буді- вель типу В, кіль- кість осіб	Кіль- кість буді- вель типу С7, кі- лькість осіб	Кіль- кість буді- вель типу С8, кі- лькість осіб	Кіль- кість буді- вель типу С9, кі- лькість осіб	Щіль- ність забу- дови у місті, буд./к м ²	Час зем- лет- русу
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1.	6	10	10	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	20	00.30
2.	7	20	15	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	25	01.30
3.	8	30	20	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	30	02.30
4.	6	40	25	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	35	03.30
5.	7	50	30	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	40	04.30
6.	8	60	35	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	45	05.30
7.	6	10	40	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	50	06.30
8.	7	80	45	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	55	07.30
9.	8	10	50	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	60	08.30
10.	6	20	55	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	20	09.30
11.	7	30	60	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	25	10.30
12.	8	40	65	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	30	11.30
13.	6	50	70	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	35	12.30
14.	7	60	10	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	40	13.30
15.	8	10	15	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	45	14.30
16.	6	80	20	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	50	15.30
17.	7	10	25	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	55	16.30
18.	8	20	30	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60	17.30
19.	6	30	35	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	20	18.30
20.	7	40	40	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	25	19.30

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.5 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
21.	8	50	45	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	30	20.30
22.	6	60	50	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	35	21.30
23.	7	10	55	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	40	22.30
24.	8	80	60	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	45	23.30
25.	6	10	65	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	50	00.30
26.	7	20	70	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	55	01.30
27.	8	30	10	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	100/ 50000	60	02.30
28.	6	40	15	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	90/ 40000	20	03.30
29.	7	50	20	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	80/ 30000	25	04.30
30.	8	60	25	90/ 40000	100/ 50000	40/ 10000	50/ 5000	60/ 10000	70/ 20000	30	05.30

Задача 6.6

Визначення параметрів лавинозапобіжних споруд

Обрати та розрахувати параметри лавинозапобіжних споруд за таких умов:

- крутизна навітряного схилу 10^0 (у градусах);
- характеристики навітряного схилу (плато): довжина $L = 100\text{м}$;
- можлива висота снігового покриву з урахуванням снігоперенесення $h_{\text{сн}} = 1,5\text{ м}$;
- імовірність перевищення висоти снігового покриву $P_{\text{псн}} = 15\%$;
- напрям пануючого вітру відносно фронту споруди – 70° .

Мета розв’язання задачі: розрахувати параметри обраних лавинозапобіжних споруд для попередження лавини.

Послідовність розв’язання задачі:

Визначення виду лавинозапобіжної споруди.

Снігоутримувальні споруди слід розміщувати в зоні зародження лавини безперервними або секційними рядами до бічних меж лавинозбору. Верхній ряд споруд слід встановлювати на відстані не більше 15 м вниз по схилу від найвищого положення лінії відриву лавин (або від лінії сніговидувальних загорож або кольктафелів, як на рис. 6.6.1). Ряди снігоутримувальних споруд слід розташовувати перпендикулярно до напрямку сповзання снігового покриву.

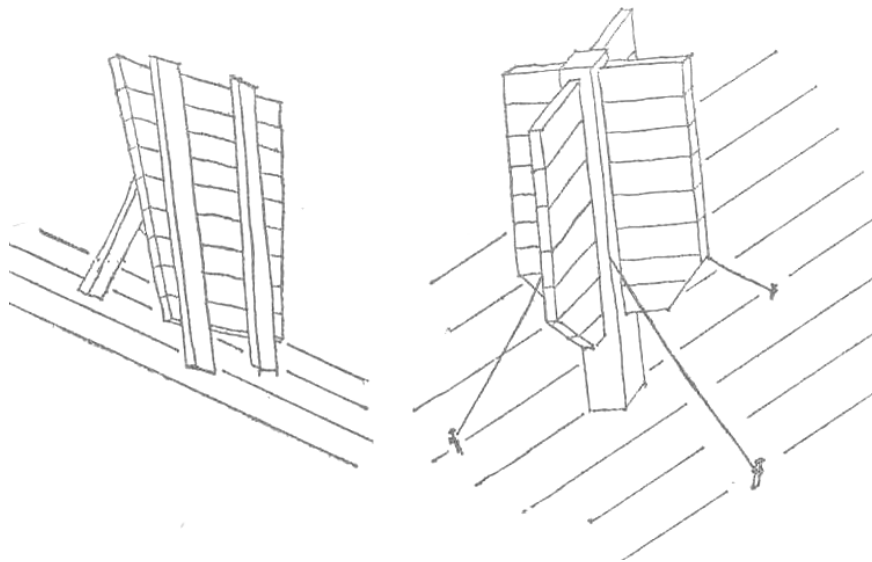


Рисунок 6.6.1 – Конструкція кольктафтелів – щитів для видування снігу

При переривчастій (секційній) забудові схилу під кожним розривом між секціями верхнього ряду слід розташовувати секцію нижнього ряду.

Висоту снігоутримувальної загорожі, стінки тощо і відстань між їх рядами визначають залежно від розрахункової висоти снігового покриву, додаткової висоти снігового покриву від снігового перенесення, сповзання снігового покриву і натікання його на загорожу, а також з урахуванням зісковзування пласта снігу між рядами снігоутримувальних споруд, крутизни схилу і характеру його поверхні.

Опорну поверхню снігоутримувальної споруди слід розташовувати перпендикулярно до поверхні схилу або відхиляти вниз за схилом до 15° від перпендикуляра до схилу. Опорну поверхню із сіток допускається відхиляти до 30° .

Споруди слід проектувати з урахуванням ваги снігової призми між її поверхнею і поверхнею, перпендикулярною до горизонту (в окремих випадках – до схилу).

На ділянках, де значна кількість снігу приноситься в зону виникнення лавин зі зворотного навітряного схилу або плато, до системи лавинозатримувальних споруд добудовуються снігозатримувальні і снігорегулювальні споруди – сніговидувальні загорожі та кольктафелі.

Снігозатримувальні загорожі слід встановлювати на навітряному схилі або плато безперервними рядами перпендикулярно до основного напрямку снігового перенесення. Просвітність щитів загорож повинна становити від 0,4 до 0,45, а відстань від нижнього краю загорожі до поверхні схилу – не більше 0,2 висоти. Висоту загорожі та число рядів визначають залежно від розрахункового об'єму снігоперенесення.

Відстань між рядами снігозатримувальних загорож визначають залежно від висоти загорожі і крутизни навітряного схилу. При крутизні навітряного схилу більше 25° застосування снігозатримувальних загорож є недоцільним.

Сніговидувальні панелі (дюзи) слід встановлювати під кутом від 60° до 90° до горизонту безперервними рядами або з розривами на верхній брівці зони зародження лавини, як на рис. 6.6.2. Розриви в ряду можуть бути пов'язані з особливостями морфології брівки. Просвітність панелей може досягати від 0,2 до 0,3 висоти навітряного краю, висота панелі – від 3 м до 4 м, відстань між нижнім краєм панелі та поверхнею брівки повинна бути не більше від 0,25 до 0,3 висоти панелі.

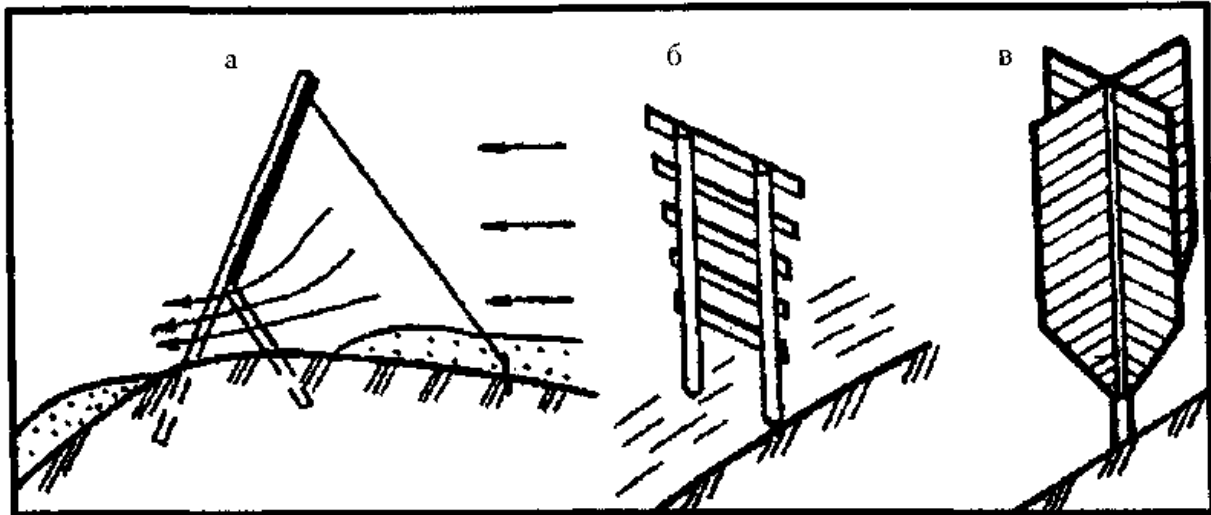


Рисунок 6.6.2 – Конструкція сніговидувальних щитів та кольктафелів:

а) сніговидувальний щит; б, в) – кольктафелі

Відстань між останнім рядом снігозатримувальних загорож на навітряному схилі або плато і сніговидувальними панелями на брівці зони зародження лавин повинна бути не менш ніж від 12 до 13 висот снігозатримувальної загорожі.

Всі типи сніговидувальних споруд слід застосовувати при напрямі пануючого вітру відносно фронту споруди в межах від 50° до 90° . При куті напрямку вітру $30^\circ \dots 50^\circ$ або за відсутності пануючого напрямку рекомендується використовувати пірамідальні та хрестоподібні кольктафелі (протилавинні споруди снегорегулювальної дії, що являють собою окремо стоять пристрої, що мають у перерізі форму трапеції).

Кольктафелі слід розміщувати в зоні зародження лавин, як показано на рис. 6.6.3, нижче за лінію сніговидувальних загорож на відстані $2h$, де h – висота кольктафеля, що приймається від 4 м до 4,5 м. Просвіт між панелями кольктафеля і поверхнею схилу повинен складати від 1 м до 1,5 м.

За відсутності сніговидувальних панелей верхня лінія кольктафелів повинна розташовуватися на рівні найвищого положення лінії відриву лавин. Форма кольктафелів та їх розміри визначаються залежно від снігових і вітрових умов у зоні їх розташування.

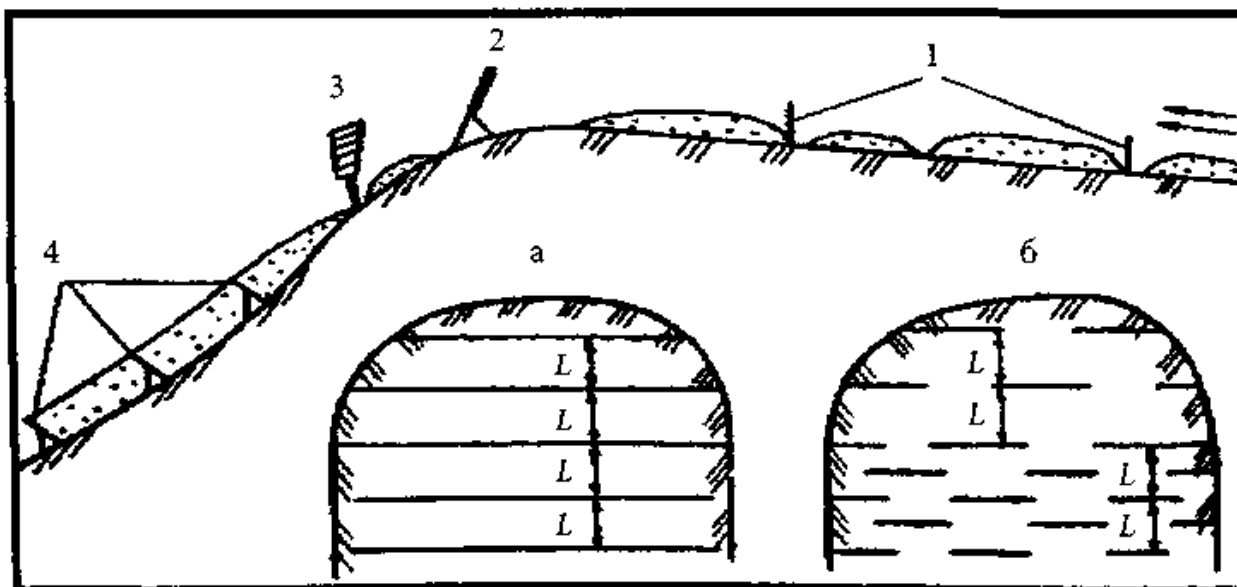


Рисунок 6.6.3 – Розміщення протилавинних споруд:

а) схема забудови зони зародження лавин безперервними рядами снігоутримувальних споруд; б) те саме рядами з розривами у шаховому порядку; 1 – снігозбірні щити, 2 – видувальні щити, 3 – кольктафелі, 4 – снігоутримувальні щити

Відстань між рядами снігозатримувальних загорож визначають залежно від висоти загорожі та крутизни навітряного схилу. При крутизні навітряного схилу більше 25° застосування снігозатримувальних загорож є недоцільним.

Приклад розв'язання задачі

Визначення виду та геометричних характеристик снігозатримувальних загорож на навітряному схилі.

1. Параметри та кількість лавинозапобіжних споруд визначають за допомогою табл. 6.6.1.

Крутизна навітряного схилу 4° , отже використання снігоутримувальних щитів є доцільним.

Можлива висота снігового покриву від снігоперенесення – 1,5 м, враховуючи імовірність перевищення висоти снігового покриву – 15 %.

Таблиця 6.6.1 – Характеристики зон дії снігозбірних щитів на схилах

Крутизна навітряного схилу, град	Довжина зони дії щита (Н – висота щита), м		Снігозбірність щита, м/пог. м
	перед щитом	за щитом	
0	3Н	12Н	(10– 12) 2Н
10	2Н	8Н	(7– 10) 2Н
20	1,5Н	5Н	(4– 5) 2Н
25	1Н	4Н	(3) 2Н

Висота щита становить:

$$H = h_{\text{сн}} + h_{\text{сн}} \cdot P_{\text{псн}} + (h_{\text{сн}} + h_{\text{сн}} \cdot P_{\text{псн}}) \cdot 0,2 = \\ = 1,5 + 1,5 \cdot 0,15 + (1,5 + 1,5 \cdot 0,15) \cdot 0,2 = 1,725 + 0,345 = 2,07 \text{ м.}$$

2. Визначення кількості снігозатримувальних загорож на навітряному схилі.

Враховуючи дані табл. 6.6.1 та приймаючи зону дії снігозбірних щитів для схилу крутизною 10 градусів, визначаємо:

Довжина зони дії щита (перед щитом): $L_{us} = 2H = 2 \cdot 2,07 = 4,14 \text{ м.}$

Довжина зони дії щита (за щитом): $L_{bs} = 8H = 8 \cdot 2,07 = 16,56 \text{ м.}$

Враховуючи, що відстань між останнім рядом снігозатримувальних загорож на навітряному схилі або плато і сніговидувальними панелями на брівці зони зародження лавин повинна бути не менше ніж від 12 до 13 висот снігозатримувальної загорожі, визначаємо відстань (l_1) від сніговидувальних панелей до першого ряду снігозатримувальних щитів:

$$l_1 = 12H = 12 \cdot 2,07 = 24,84 \text{ м.}$$

Визначаємо додаткову необхідну кількість рядів снігозатримувальних щитів:

$$N_{\Delta} = \frac{L - l_1 - L_{us}}{L_{us} + L_{bs}} = \frac{100 - 24,84 - 4,14}{4,14 + 16,56} = 3,53 \approx 4.$$

Визначаємо загальну кількість рядів снігозатримувальних щитів

$$N_p = N_{\Delta} + 1 = 4 + 1 = 5.$$

Загальна кількість рядів снігозатримувальних щитів становить 5.

3. Визначення типу снігорегулювальної споруди.

За ДБН В.1.1-24:2009 «Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування» за умовами задачі на ділянках, де значна кількість снігу приноситься в зону виникнення лавин зі зворотного навітряного схилу або плато, до системи лавинозатримувальних споруд слід добудувати снігозатримувальні споруди.

Також при крутизні навітряного схилу 10^0 та напрямку пануючого вітру відносно фронту споруди 70^0 можна використовувати сніговидувальні панелі (дюзи). Обираємо висоту панелі 3 м.

Висновок. Розрахунками характеристик лавинозапобіжних споруд встановлено, що для забезпечення безпеки наведеного схилу необхідно встановити 5 рядів снігозатримувальних щитів на навітряному схилі висотою 2,07 м та ряд сніговидувальних панелей висотою 3 м.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.6

Варіант	Крутизна навітряного схилу, град.	Довжина навітряного схилу, м	Можлива висота снігового покриву з урахуванням снігоперенесення, м	Імовірність перевищення висоти снігового покриву, відсоток	Напрямок пануючого вітру відносно фронту споруди, град.
1.	0	300	1,5	15	90
2.	5	250	1,75	20	80
3.	10	200	2	25	70
4.	15	150	2,25	30	60
5.	20	100	2,5	35	50
6.	25	50	2,75	40	40
7.	0	200	3	45	30
8.	5	150	1,5	50	відсутній
9.	10	100	1,75	55	90
10.	15	50	2	15	80
11.	20	300	2,25	20	70
12.	25	250	2,5	25	60
13.	0	200	2,75	30	50
14.	5	150	3	35	40
15.	10	100	1,5	40	30
16.	15	50	1,75	45	відсутній
17.	20	300	2	50	90
18.	25	250	2,25	55	80
19.	0	200	2,5	15	70
20.	5	150	2,75	20	60
21.	10	100	3	25	50
22.	15	50	1,5	30	40
23.	20	300	1,75	35	30
24.	25	250	2	40	відсутній
25.	20	200	2,25	45	90
26.	25	150	2,5	50	80
27.	0	100	2,75	55	70
28.	5	50	3	15	60
29.	10	300	1,5	20	50
30.	15	250	1,75	25	40

Задача 6.7

Перевірка основних характеристик сховища цивільного захисту

Виконати перевірку основних характеристик існуючого сховища за таких умов:

- належність захисної споруди – підприємство;
- площа основних приміщень $S_{\text{осн}} = 1500 \text{ м}^2$;
- висота $H = 3,2 \text{ м}$;
- перекриття: бетон $h_b = 20 \text{ см}$, листи заліза $h_s = 6 \text{ см}$.

Мета розв'язання задачі: закріпити знання щодо вимог до захисних споруд цивільного захисту.

Послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення виду нар.

Згідно ДБН В.2.2.5-97 «Захисні споруди цивільної оборони» висоту приміщень сховищ слід приймати відповідно до вимог використання їх у мирний час, але не більше 3,5 м. При висоті приміщень від 2,15 м до 2,9 м слід передбачати двох'ярусне розташування нар, а при висоті 2,9 м і більше – трьох'ярусне. У сховищах установ охорони здоров'я при висоті приміщення 2,15 м і більше приймається двох'ярусне розташування нар (ліжок для нетранспортабельних хворих).

При техніко-економічному обґрунтуванні допускається використовувати під сховища приміщення, висота яких за умов їх експлуатації у мирний час не менше 1,85 м. У цьому випадку приймається одноярусне розташування нар.

2. Визначення кількості людей, які можуть розміститись у споруді.

Згідно ДБН В 2.2.5-97 «Захисні споруди цивільної оборони» норму площі підлоги основного приміщення на одного переховуваного слід приймати рівною 0,5 м² при двох'ярусному та 0,4 м² при трьох'ярусному розташуванні нар. Внутрішній об'єм приміщення повинен бути не менше 1,5 м³ на одного переховуваного.

3. Визначення кількості нар.

Місця для сидіння у приміщеннях слід передбачати розміром 0,45х0,45 м на одного чоловіка, а для лежання – 0,55х1,8 м. Висота лавок першого ярусу повинна бути 0,45 м, нар другого ярусу – 1,4 м, третього ярусу – 2,15 м від підлоги. Відстань від верхнього ярусу до перекриття або виступаючих конструкцій повинна бути не менше 0,75 м.

Кількість місць для лежання повинна дорівнювати:

- 20 % місткості споруди при двох'ярусному розташуванні нар;
- 30 % місткості споруди при трьох'ярусному розташуванні нар.

4. Визначення необхідної площі медпункту, площі пункту керування, площу санітарного поста.

У захисних спорудах на кожні 500 переховуваних необхідно передбачати один санітарний пост площею 2 м², але не менше одного поста на споруду.

У сховищах місткістю 900–1200 чоловік, крім санітарних постів, слід передбачати медичний пункт площею 9 м², при цьому на кожні 100 переховуваних понад 1200 чоловік площа медпункту повинна бути збільшена на 1 м².

На підприємствах із числом працюючих у найбільш багаточисельній зміні 600 чол. і більше в одному зі сховищ слід передбачати приміщення для пункту керування підприємством або замість пункту керування належить обладнати телефонну та радіотрансляційну точки для зв'язку з місцевим штабом цивільної оборони.

Загальну кількість працівників, які працюють у пункті керування підприємством, слід приймати до 10 чол., норму площі на одного працюючого – 2 м².

На окремих великих підприємствах число працюючих на пункті керування допускається збільшувати до 25 чол.

5. Визначення коефіцієнта захисту від проникаючої радіації.

За шаром половинного ослаблення матеріалу можна визначити коефіцієнт ослаблення для будь-якої товщини, знаючи, що потік радіоактивних випромінювань буде зменшено удвічі стільки разів, скільки шарів половинного ослаблення є в товщі матеріалу. Наприклад, стіна будинку із саманної цегли має товщину 28 см; з табл. 6.7.1 відомо, що товщина шару половинного ослаблення саману дорівнює 14 см. Отже, будинок ослаблюватиме потік радіоактивних випромінювань у чотири рази, тобто люди в такому приміщенні одержать дозу опромінення, зменшену в чотири рази.

Коли стіни укриття складаються з кількох шарів різних матеріалів, то спочатку розраховують коефіцієнти ослаблення для кожного шару матеріалу, а потім складають їх і одержують величину сумарного коефіцієнта ослаблення укриття. Наприклад, погріб має дерев'яне перекриття з міцних порід дерева товщиною 30 см і засипаний шаром глини 55 см. Отже, коефіцієнт ослаблення дерев'яного перекриття становитиме 2, а глиняного шару – 10. Сумарний коефіцієнт ослаблення γ -випромінювання радіоактивного забруднення погребу дорівнюватиме $10 + 2 = 12$.

Таблиця 6.7.1 – Шар половинного ослаблення радіації різних матеріалів, d , см

Матеріал	Густина ρ , г/см ³	Товщина шару, см		нейтронів
		від проникаючої радіації	від радіоактивного забруднення	
Залізо, сталь	7,8	3	1,8	11,5
Свинець	11,3	2	1,3–1,8	12
Скло	1,4	–	7,7	
Вапняк	2,7	8,5	10	–
Цегла звичайна	1,6	14,4	13	9,1
Кладка цегляна	1,5	15	8,7	10,0
Цегла саманна	1,5	–	14	
Ґрунт	1,6	14,4	8,1	12,0
Мерзлий ґрунт	1,2–1,5	–	10–12	
Глина утрамбована	2,06	11	6,3	–
Бетон	2,3	10	5,6	12,0
Кладка бутова	2,4	9,6	5,4	
Склопластик	1,7	12,0	8,0	4,0
Поліетилен	0,95	24,0	14,0	2,7
Лід	0,9	26	14,5	3,0
Дерево (залежно від породи)	0,7	33		
			20–40	9,7

6. Визначення аварійного запасу води.

Водозабезпечення сховища повинно здійснюватися від зовнішньої або внутрішньої водопровідної мережі. Норма водовживання на одну людину –

25 л на добу. За відсутності водопроводу передбачаються місця для розміщення баків з питною водою із розрахунку на одну людину 3 л на добу.

Аварійний запас води для заходів пожежогасіння у сховищах місткістю 600 чол. і більше повинен становити $4,5 \text{ м}^3$.

Приклад розв'язання задачі

1. Визначення виду нар:

При висоті приміщень від 2,15 до 2,9 м слід передбачати двох'ярусне розташування нар, а при висоті 2,9 м і більше - трьох'ярусне. Висота сховища більше 2,9 м отже приймаємо трьох'ярусні нари

2. Визначення кількості людей які можуть розміститись у споруді.

Визначення кількості людей за площею. Норму площі підлоги основного приміщення на одного переховуваного при трьох'ярусному розташуванні нар становить $N_{oc} = 0,4 \text{ м}^2$.

$$N_s = \frac{S_{оч}}{N_{oc}} = \frac{1500}{0,4} = 3750 \text{ чоловік.}$$

Визначення кількості людей за об'ємом N_v .

Внутрішній об'єм приміщення повинен бути не менше $S_{\Lambda} = 1,5 \text{ м}^3$ на одну особу.

$$V = H \cdot S_{оч} = 3,2 \cdot 1500 = 4800 \text{ м}^3;$$

$$N_v = \frac{V}{S_{\Lambda}} = \frac{4800}{1,5} = 3200 \text{ осіб.}$$

Порівнюючи дані вмісту сховища за площею N_s та за об'ємом N_v , за фактичний вміст (кількість місць) приймається менше значення із цих двох величин.

$$N_s > N_v.$$

Приймаємо 3200 осіб.

3. Визначення необхідної кількості трьох'ярусних нар.

Кількість місць для лежання повинна дорівнювати 30 % місткості споруди при трьох'ярусному розташуванні нар.

$$N_{нар} = N \cdot n_{нормат} = 3200 \cdot 0,3 = 960 \text{ шт.}$$

4. Визначення необхідної площі медпункту, площі пункту керування, площі санітарного поста.

Враховуючи вимоги ДБН В 2.2.5-97 «Захисні споруди цивільної оборони», у захисних спорудах на кожні 500 переховуваних необхідно передбачати

один санітарний пост площею 2 м^2 , але не менше одного поста на споруду.

За розрахунками місткість сховища 3200 осіб, тому пункт керування підприємством потрібен.

Розраховуємо площу санітарного поста:

$$S_{\text{пост}} = \frac{3200}{500} \cdot 2 = 6,4 \cdot 2 \approx 7 \cdot 2 = 14 \text{ м}^2.$$

У сховищах місткістю 900–1200 чоловік крім санітарних постів, слід передбачати медичний пункт площею 9 м^2 , при цьому на кожні 100 переховуваних понад 1200 чоловік площа медпункту повинна бути збільшена на 1 м^2 .

За розрахунками місткість сховища 3200 осіб, тому медпункт потрібен.

Розраховуємо площу медпункту.

$$S_{\text{мед}} = (3200 - 1200)/100 + 9 = 20 + 9 = 29 \text{ м}^2.$$

На підприємствах з числом працюючих у найбільш багаточисельній зміні 600 чол. і більше в одному зі сховищ слід передбачати приміщення для пункту керування підприємством або замість пункту керування належить обладнати телефонну та радіотрансляційну точки для зв'язку з місцевим штабом цивільної оборони.

Загальну кількість працівників, які працюють у пункті керування підприємством, слід приймати до 10 чол., норму площі на одного працюючого – 2 м^2 .

За розрахунками місткість сховища 3200 осіб, тому пункт керування підприємством потрібен.

Розраховуємо площу пункту керування для 10 осіб

$$S_{\text{кер}} = 10 \cdot 2 = 20 \text{ м}^2.$$

5. Визначення коефіцієнта захисту від проникаючої радіації.

За шаром половинного ослаблення матеріалу можна визначити коефіцієнт ослаблення для будь-якої товщини, знаючи, що потік радіоактивного випромінювання буде зменшено удвічі стільки разів, скільки шарів половинного ослаблення є в товщі матеріалу. За таблицею 6.5.1 визначаємо, що для бетону товщина шару половиного послаблення 10 см, для сталі – 3 см.

$$K_{\text{посл}} = 2^{\frac{20}{10}} + 2^{\frac{6}{3}} = 2^{2+2} = 2^4 = 16.$$

6. Визначення аварійного запасу води.

За відсутності водопроводу передбачаються місця для розміщення баків з питною водою із розрахунку на одну людину 3 л на добу.

Визначення аварійного запасу води на 2 доби:

$$V_B = 2 \cdot 3 \cdot N_V = 2 \cdot 3 \cdot 3200 = 19200 \text{ л.}$$

Аварійний запас води для заходів пожежогасіння утворюється у сховищах місткістю 600 чол. і більше. За розрахунками місткість сховища 3200 осіб тому запас води для заходів пожежогасіння потрібен. Для пункту керування підприємством потрібно 4,5 м³ води для заходів пожежогасіння.

Визначаємо загальний аварійний запас води:

$$\sum V_{\epsilon} = V_{\epsilon} + V_{\text{ПГ}} = 19,2 + 4,5 = 23,7 \text{ м}^3.$$

Висновок. Перевірка основних характеристик сховища свідчить, що фактична кількість переховуваних 3200 осіб. Споруду необхідно обладнати трьох'ярусному нарами у кількості 960 шт. Загальний аварійний запас води повинен бути не менше 23,7 м³.

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.7:

Варіант	Площа основних приміщень, м ²	Висота, м	Перекриття матеріал/см	Перекриття матеріал/см	Перекриття матеріал/см	Приналежність захисної споруди
1	2	3	4	5	6	7
1.	200	3,5	Залізо, сталь/10	Глина утрамбована/30	Ґрунт/20	Підприємство
2.	300	3,4	Свинець/10	Бетон/25	Мерзлий ґрунт/30	Місцеві органи влади
3.	400	3,3	Ґрунт/60	Залізо, сталь/10	Глина утрамбована/30	Центральні органи влади
4.	500	3,2	Мерзлий ґрунт/50	Свинець/10	Бетон/25	Підприємство
5.	600	3,1	Глина утрамбована/30	Ґрунт/60	Бетон/25	Місцеві органи влади
6.	700	3	Бетон/30	Мерзлий ґрунт/50	Залізо, сталь/10	Центральні органи влади
7.	800	2,9	Дерево /30	Глина утрамбована/30	Свинець/10	Підприємство
8.	900	2,8	Цегла звичайна/40	Бетон/30	Ґрунт/60	Місцеві органи влади
9.	1000	2,7	Залізо, сталь/80	Дерево /30	Мерзлий ґрунт/50	Центральні органи влади
10.	1100	2,6	Свинець/5	Цегла звичайна/40	Глина утрамбована/30	Підприємство
11.	1200	2,5	Ґрунт/40	Залізо, сталь/80	Бетон/30	Місцеві органи влади
12.	1300	2,4	Мерзлий ґрунт/40	Свинець/5	Дерево /30	Центральні органи влади

Варіанти завдань для самостійної роботи до задачі 6.7 (продовження):

1	2	3	4	5	6	7
13.	1400	2,3	Глина утрамбована/40	Ґрунт/40	Цегла звичайна/40	Підприємство
14.	1500	2,2	Бетон/40	Мерзлий ґрунт/40	Залізо, сталь/80	Місцеві органи влади
15.	200	3,5	Дерево /40	Глина утрамбована/40	Свинець/5	Центральні органи влади
16.	300	3,4	Цегла звичайна/50	Бетон/40	Ґрунт/40	Підприємство
17.	400	3,3	Залізо, сталь/18	Дерево /40	Мерзлий ґрунт/40	Місцеві органи влади
18.	500	3,2	Свинець/12	Цегла звичайна/50	Глина утрамбована/40	Центральні органи влади
19.	600	3,1	Ґрунт/55	Залізо, сталь/18	Бетон/40	Підприємство
20.	700	3	Мерзлий ґрунт/20	Свинець/12	Дерево /40	Місцеві органи влади
21.	800	2,9	Глина утрамбована/60	Ґрунт/55	Цегла звичайна/50	Центральні органи влади
22.	900	2,8	Бетон/50	Мерзлий ґрунт/20	Залізо, сталь/18	Підприємство
23.	1000	2,7	Дерево /55	Глина утрамбована/60	Свинець/12	Місцеві органи влади
24.	1100	2,6	Цегла звичайна/25	Бетон/50	Ґрунт/55	Центральні органи влади
25.	1200	2,5	Залізо, сталь/8	Дерево /55	Мерзлий ґрунт/20	Підприємство
26.	1300	2,4	Свинець/8	Цегла звичайна/25	Глина утрамбована/60	Місцеві органи влади
27.	1400	2,3	Ґрунт/20	Залізо, сталь/8	Бетон/50	Центральні органи влади
28.	1500	2,2	Мерзлий ґрунт/30	Свинець/8	Дерево /55	Підприємство
29.	40	3,5	Глина утрамбована/30	Ґрунт/20	Цегла звичайна/25	Місцеві органи влади
30.	45	3,4	Бетон/25	Мерзлий ґрунт/30	Залізо, сталь/8	Центральні органи влади

ЛІТЕРАТУРА

1. Барбашин В.В. Основи організації піротехнічних робіт: навч. посібник / В.В.Барбашин, О.О.Назаров, В.В.Рютін, І.О.Толкунов; за ред. В.П.Садкового. – Х.: НУЦЗУ, 2011. – 333 с.
2. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я.Берг. – М.: Госстройиздат, 1962.
3. Будівельні конструкції та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій: практикум для студентів, курсантів та слухачів заочної форми навчання / Ю.В.Квітковський, М.М.Удяньський, О.В.Миргород, Ю.В.Луценко, А.І.Морозов. – Харків: НУЦЗУ, 2011. – 221 с.
4. Будівельні конструкції та їх поведінка в умовах пожежі: практикум для студентів, курсантів та слухачів заочної форми навчання / Є.В.Доронін, П.В.Одарюк, О.А.Стельмах. – Харків: Академія цивільного захисту України, 2005. – 135 с.
5. Васильченко О.В. Безпека експлуатації будівель і споруд та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій: навч. посібник / О.В.Васильченко, Ю.В.Квітковський, Ю.В.Луценко, О.В.Миргород. – Х.: НУЦЗУ, 2010. – 372 с.
6. Васильченко О.В. Будівельні конструкції та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій: навчальний посібник / О.В. Васильченко, Ю.В. Квітковський, О.В. Миргород, О.А. Стельмах. – Харків: ХНАДУ, 2015. – 488 с.
7. Васильченко О.В. Будівлі і споруди та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій: курс лекцій (електронне видання) / О.В. Васильченко. – Х.: НУЦЗУ, 2016. – 471 с.
8. Васильченко О.В. Основи архітектури і архітектурних конструкцій: навч. посібник / О.В.Васильченко. – Харків, 2007. – 257 с.
9. Гридчин А.М. Строительные материалы для эксплуатации в экстремальных условиях: учебное пособие / А.М.Гридчин, Ю.М.Баженов, В.С. Лесовик, Л.Х.Загороднюк, А.С.Пушкаренко, А.В.Васильченко. – М.: Изд-во АСВ; Белгород: Изд-во БГТУ, 2008.– 595 с.
10. Грушевский Б.В. Пожарная профилактика в строительстве / Б.В.Грушевский, Н.Л.Котов, В.И.Сидорук. – М.: Стройиздат, 1984. – 368 с.
11. Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре: учебник / В.Н. Демехин, И.Л. Мосалков, Г.Ф. Плюснина, Б.Б. Серков, А.Ю. Фролов, Е.Т. Шурин. – М.: Академия ГПС МЧС России, 2003. – 656 с.
12. Кулешов М.М., Пожежна безпека будівель та споруд: підручник / М.М.Кулешов, Ю.В.Уваров, О.Л.Олійник, В.П.Пустомельник, О.І.Єгурнов. – Харків, АЦЗУ, 2007 – 271 с.
13. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий / Л.Е.Линевич. – Киев: Будівельник, 1972. – 664 с.
14. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведерников и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.

15. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. – М.: ГУП НИИЖБ, 2000. – 92 с.
16. Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре / А.Ф.Милованов. – М.: Стройиздат, 1988. – 304 с.
17. Островерх О.О. Інженерний захист населення та територій: навч. посіб. / О.О. Островерх, О.В. Савченко, Є.І. Стецюк . – Х.: НУЦЗУ, 2014 . – 380 с.
18. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий: учеб. пособие для вузов / С.В. Поляков. – 2-е изд. – М.: Высшая школа, 1983.
19. Природні та техногенні загрози, оцінювання небезпек: навч. посібник / В.А. Андронов, А.С. Рогозін, О.М. Соболев та ін. – Х.: НУЦЗУ, 2011 . – 264 с.
20. Проектирование и расчет деревянных конструкций: справ. / И.М. Гринь, В.В. Фурсов, Д.М. Бабушкин и др. – К.: Будівельник, 1988. – 240 с.
21. Пушкаренко А.С. Будівельні матеріали та їх поведінка в умовах високих температур: навч. посібник / А.С.Пушкаренко, О.В.Васильченко. – Харків: АПБУ, 2001. – 166 с.
22. Пушкаренко А.С. Вогнезахисне оброблення будівельних матеріалів і конструкцій: навч. посіб. / А.С.Пушкаренко, О.В.Васильченко, Ю.В.Квітковський, Ю.В.Луценко, О.В.Миргород. – Х.: НУЦЗУ, 2011. – 176 с.
23. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 40 с.
24. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий / В.М.Ройтман. – М.: Ассоциация «Пожарная безопасность и наука», 2001. – 382 с.
25. Ройтман М.Я. Противопожарное нормирование в строительстве / В.М.Ройтман. – 2-е изд., перераб. и доп. – М., 1985. – 592 с.
26. Романенков И.Г. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов / И.Г.Романенков, В.Н.Зигерн-Корн. – М.: Стройиздат, 1984. – 240 с.
27. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций / А.И.Яковлев. – М.:Стройиздат, 1988. – 143 с.
28. Пособие по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СТО 36554501-006-2006).
29. ДСТУ Б В.2.7-19-95. Матеріали будівельні. Методи випробувань на горючість.
30. ДБН В 1.1-7-2016. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. К. : Мінбуд України, 2002.
31. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України.
32. ДБН В.1.1-24:2009. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування
33. ДБН В.1.1-25:2009. Захист від небезпечних геологічних процесів. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення.

34. ДБН В.1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення.

35. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. К: Мінбуд України, 2006.

36. ДБН В 2.2.5-97. Захисні споруди цивільної оборони.

37. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення

38. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції.

ДОДАТКИ

Додаток 1**Межі вогнестійкості протипожежних перешкод**

Протипожежні перешкоди	Тип протипожежних перешкод	Межа вогнестійкості протипожежної перешкоди не менше	Тип заповнення прорізів не нижче	Тип тамбуршлюзу не нижче
Стіни	1	REI 150	1	1
	2	REI 60	2	1
	3	REI 45	2	2
Перегородки	1	EI 45	2	1
	2	EI 15	3	2
Перекриття	1	REI 150	1	1
	2	REI 60	2	1
	3	REI 45	2	1
	4	REI 15	3	2

Додаток 2**Межа вогнестійкості заповнення прорізів у протипожежних перешкодах**

Заповнення прорізів у протипожежних перешкодах	Тип заповнення прорізів у протипожежних перешкодах	Межа вогнестійкості, не нижче
Двері, ворота, вікна, люки, клапани	1	EI 60
	2	EI 30
	3	EI 15
Завіси	1	EI 60

**Мінімальні класи вогнестійкості будівельних конструкцій
та максимальні межі поширення вогню по них**

Ступінь вогнестій- кості буді- вель	Мінімальні класи вогнестійкості будівельних конструкцій та максимальні межі поширення вогню по них								
	стіни				колони	сходові майда- нчики, косоу- ри, схо- ди, бал- ки, ма- рші сходо- вих клі- ток	несучі конс- трукції перек- рит-тів, плити, настили (у тому числі з утеплю- ва-чем) тощо	елементи покриттів	
	несучі та сходових кліток	самонесучі	зовнішні ненесучі	внутрішні ненесучі				плити, настили (у тому числі з утеплю- ва-чем) та про- гони	балки, ферми, арки, рами
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	REI 150, M0	REI 75, M0	E 30, M0	EI 30, M0	R 150, M0	R 60, M0	REI 60, M0	RE 30, M0	R 30, M0
II	REI 120, M0	REI 60, M0	EI 15, M0	EI 15, M0	R 120, M0	R 60, M0	REI 45, M0	RE 15, M0	R 15, M0
III	REI 120, M0	REI 60, M0	E 15, M0 E 30, M0	EI 15, M1	R 120, M0	R 60, M0	REI 45, M1	Не нормуються	
IIIa	REI 60, M0	REI 30, M0	E 15, M1	E 15, M1	R 15, M0	R 60, M0	REI 15, M0	RE 15, M1	R 15, M0
IIIб	REI 60, M1	REI 30, M1	E 15, M0 E 39, M1	EI 15, M0	R 60, M1	R 45, M0	REI 45, M1	RE 15, M0 RE 30, M1	R 45, M1
IV	REI 30, M1	REI 15, M1	E 15, M1	EI 15, M1	R 30, M1	R 15, M1	REI 15, M1	Не нормуються	
IVa	REI 30, M1	REI 15, M1	E 15	EI 15, M1	R 15, M0	R 15, M0	REI 15, M0	RE 15	R 15, M0
V	Не нормуються								

Коефіцієнти умов роботи бетону при нагріванні

Бетон	Середня щільність бетону, ρ , кг/м ³	Коефіцієнт умов роботи бетону γ_{bt} за температури бетону, $^{\circ}\text{C}$								
		20	100	200	300	400	500	600	700	800
Важкий бетон з великим заповнювачем із силікатних порід	2350	1,0	0,85	0,95	0,85	0,7	0,55	0,35	0,2	0,05
Те ж, з карбо-натних порід	2350	1,0	0,9	1,0	0,9	0,75	0,6	0,4	0,25	0,06
Легкий бетон з великим заповнювачем з керамзиту	1600	1,0	0,95	1,0	0,9	0,75	0,65	0,65	0,55	0,4
Керамзитоперліто-бетон	1200	1,0	0,92	0,83	0,74	0,65	0,55	0,47	0,37	0,28

Коефіцієнти умов роботи сталевих арматур при нагріванні

Клас арматури	Коефіцієнт умов роботи стрижневих арматур γ_{st} за температури нагріву, $^{\circ}\text{C}$									
	≤ 350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
A – I	1,0	1,0	0,8	0,65	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05	0
A – II	1,0	1,0	0,9	0,7	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05	0
A – IIв	1,0	1,0	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
A – III	1,0	1,0	0,95	0,75	0,6	0,45	0,30	0,15	0,10	0,05
A – IIIв	1,0	1,0	0,9	0,65	0,45	0,35	0,20	0,10	0,05	0
A-IV	1,0	0,95	0,80	0,65	0,50	0,35	0,20	0,10	0,05	0
A-V	1,0	0,95	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
AT-IV, AT-V	1,0	0,9	0,70	0,50	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0
AT-VI, AT-VII	1,0	0,8	0,55	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0
B – I, Bp – I	0,85	0,65	0,50	0,30	0,15	0,05	0	0	0	0
B-II, Bp-II	0,65	0,53	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0	0	0

Теплофізичні характеристики матеріалів

№ з.п.	Вид бетону	$\rho_{dr},$ кг/м ³	$\lambda_t = A+B \cdot t,$	$C_t = C+D \cdot t,$	Ступінь чорноти, ε
			Вт/(м·град) ккал/(м·ч·град)	Вт·с/(кг·град) ккал/(кг·град)	
1	На гранітному щебені, $w = (1,2-2,5) \%$	2350	$\lambda_t = 1,2 - 0,00035 \cdot t$ $\lambda_t = 1,03 - 0,0003 \cdot t$	$C_t = 710 + 0,83 \cdot t$ $C_t = 0,17 + 0,0002 \cdot t$	0,625
2	На гранітному щебені, $w = (2,9-3,2) \%$	2360	$\lambda_t = 1,33 - 0,00015 \cdot t$ —	$C_t = 720 + 2 \cdot t$ —	0,625
3	На вапняковому щебені, $w = (1,3-2,5) \%$	2250	$\lambda_t = 1,14 - 0,00055 \cdot t$ $\lambda_t = 0,98 - 0,00047 \cdot t$	$C_t = 710 + 0,83 \cdot t$ $C_t = 0,17 + 0,0002 \cdot t$	0,625
4	Піщаний бетон	1900	— $\lambda_t = 0,9 - 0,0005 t$	— $C_t = 0,184 + 0,00015 \cdot t$	0,867
5	Керамзитобетон	1380	— $\lambda_t = 0,33 + 0,00007 \cdot t$	— $C_t = 0,2 + 0,000114 \cdot t$	0,8
6	Керамзитобетон $w = 2,5 \%$	1236	$\lambda_t = 0,174 + 0,00005 \cdot t$ —	$C_t = 842 + 0,114 \cdot t$ —	0,8
7	Газобетон	1100	— $\lambda_t = 0,27 \text{ (const)}$	— $C_t = 0,22 + 0,00015 t$	0,85
8	Перегородки і стіни із глиняної цегли (орієнтов- но)	1800	$\lambda_t = 0,34 - 0,00017 t$ $\lambda_t = 0,65 - 0,0003 t$	$C_t = 710 + 0,42 t$ $C_t = 0,21 + 0,0001 t$	0,9...0,93
9	Те ж, із силікатної цегли (орієнтов- но)	1900	— $\lambda_t = 0,73 - 0,0003 t$	— $C_t = 0,2 + 0,0001 t$	0,75
10	Сталь вуглецева	7800	$\lambda_t = 48,0 - 0,0365 t$ —	$C_t = 440 + 0,48 t$ —	0,56...0,74
11	Фосфатне вогне- захисне покриття для сталі	200	$\lambda_t = 0,026 - 0,00016 t$ —	$C_t = 1250 + 0,63 t$ —	0,92

Додаток 7**Коефіцієнт щільності сухого бетону**

ρ_c , кг/м ³	1000 і менше	1000	1500	2000	2300	2450
K, год ^{0,5}	0,46	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65

Додаток 8**Функція помилок Гаусса**

Y	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,00	0,0000	0011	0023	0034	0045	0056	0068	0079	0090	0102
0,01	0,0113	0124	0135	0147	0158	0169	0181	0192	0203	0214
0,02	0,0226	0237	0248	0259	0271	0282	0293	0305	0316	0327
0,03	0,0338	0350	0361	0372	0384	0395	0406	0417	0429	0440
0,04	0,0451	0462	0474	0485	0496	0507	0519	0530	0541	0552
0,05	0,0564	0575	0586	0597	0609	0620	0631	0642	0654	0665
0,06	0,0676	0687	0699	0710	0721	0732	0744	0755	0766	0777
0,07	0,0789	0800	0811	0822	0833	0845	0856	0867	0878	0890
0,08	0,0901	0912	0923	0934	0946	0957	0968	0979	0990	1002
0,09	0,1013	1024	1035	1046	1058	1069	1080	1091	1102	1113
0,10	0,1125	1136	1147	1158	1169	1180	1192	1203	1214	1225
0,11	0,1236	1247	1259	1270	1281	1292	1303	1314	1325	1336
0,12	0,1348	1359	1370	1381	1392	1403	1414	1425	1436	1448
0,13	0,1459	1470	1481	1492	1503	1514	1525	1536	1547	1558
0,14	0,1569	1581	1592	1603	1614	1625	1636	1647	1658	1669
0,15	0,1680	1691	1702	1713	1724	1735	1746	1757	1768	1779
0,16	0,1790	1801	1812	1823	1834	1845	1856	1867	1878	1889
0,17	0,1900	1911	1922	1933	1944	1955	1966	1977	1988	1998
0,18	0,2009	2020	2031	2042	2053	2064	2075	2086	2097	2108
0,19	0,2118	2129	2140	2151	2162	2173	2184	2194	2205	2216
0,20	0,2227	2238	2249	2260	2270	2281	2292	2303	2314	2324
0,21	0,2335	2346	2357	2368	2378	2389	2400	2411	2421	2432
0,22	0,2443	2454	2464	2475	2486	2497	2507	2518	2529	2540
0,23	0,2550	2561	2572	2582	2593	2604	2614	2625	2636	2646
0,24	0,2657	2668	2678	2689	2700	2710	2721	2731	2742	2753
0,25	0,2763	2774	2784	2795	2806	2816	2827	2837	2848	2858
0,26	0,2869	2880	2890	2901	2911	2922	2932	2943	2953	2964
0,27	0,2974	2985	2995	3006	3016	3027	3037	3047	3058	3068
0,28	0,3079	3089	3100	3116	3120	3131	3141	3152	3162	3172
0,29	0,3183	3193	3204	3214	3224	3235	3245	3255	3266	3276
0,30	0,3286	3297	3307	3317	3327	3338	3348	3358	3369	3379
0,31	0,3389	3399	3410	3420	3430	3440	3450	3461	3471	3481
0,32	0,3491	3501	3512	3522	3532	3542	3552	3562	3573	3583
0,33	0,3593	3603	3613	3623	3633	3643	3653	3663	3674	3684

Y	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,34	0,3694	3704	3714	3724	3734	3744	3754	3764	3774	3784
0,35	0,3794	3804	3814	3824	3834	3844	3854	3864	3873	3883
0,36	0,3893	3903	3913	3923	3933	3943	3953	3963	3972	3982
0,37	0,3992	4002	4012	4022	4031	4041	4051	4061	4071	4080
0,38	0,4090	4100	4110	4119	4129	4139	4149	4158	4168	4178
0,39	0,4187	4197	4207	4216	4226	4236	4245	4255	4265	4274
0,40	0,4285	4294	4305	4314	4325	4334	4345	4354	4365	4374
0,41	0,4385	4394	4404	4413	4424	4433	4435	4444	4455	4464
0,42	0,4475	4486	4495	4504	4515	4523	4532	4543	4550	4600
0,43	0,4569	4578	4588	4597	4606	4616	4625	4634	4644	4653
0,44	0,4662	4672	4681	4690	4699	4709	4718	4727	4736	4746
0,45	0,4755	4764	4773	4782	4792	4801	4810	4819	4828	4837
0,46	0,4847	4856	4865	4874	4883	4892	4901	4910	4919	4928
0,47	0,4937	4946	4956	4965	4974	4983	4992	5001	5010	5019
0,48	0,5027	5036	5045	5054	5063	5072	5081	5090	5099	5108
0,49	0,5117	5126	5134	5143	5152	5161	5170	5179	5187	5196
0,50	0,5205	5214	5223	5231	5240	5249	5258	5266	5275	5284
0,51	0,5292	5301	5310	5318	5327	5336	5344	5353	5362	5370
0,52	0,5379	5388	5396	5405	5413	5422	5430	5439	5448	5456
0,53	0,5465	5473	5482	5490	5499	5507	5516	5524	5533	5541
0,54	0,5549	5558	5566	5575	5583	5591	5600	5608	5617	5625
0,55	0,5633	5642	5650	5658	5667	5675	5683	5691	5700	5708
0,56	0,5716	5724	5733	5741	5749	5757	5765	5774	5782	5790
0,57	0,5798	5806	5814	5823	5831	5839	5847	5855	5863	5871
0,58	0,5879	5887	5895	5903	5911	5919	5927	5935	5943	5951
0,59	0,5959	5967	5975	5983	5991	5999	6007	6015	6023	6031
0,60	0,6039	6046	6054	6062	6070	6078	6086	6093	6101	6109
0,61	0,6117	6125	6132	6140	6148	6156	6163	6171	6179	6186
0,62	0,6194	6202	6209	6217	6225	6232	6240	6248	6255	6263
0,63	0,6270	6278	6286	6293	6301	6308	6316	6323	6331	6338
0,64	0,6346	6353	6361	6368	6376	6383	6391	6398	6405	6413
0,65	0,6420	6428	6435	6442	6450	6457	6464	6472	6479	6486
0,66	0,6494	6501	6508	6516	6523	6530	6537	6545	6552	6559
0,67	0,6566	6573	6581	6588	6595	6602	6609	6616	6624	6631
0,68	0,6638	6645	6652	6659	6666	6673	6680	6687	6694	6701
0,69	0,6708	6715	6722	6729	6736	6743	6750	6757	6764	6771
0,70	0,6778	6785	6792	6799	6806	6812	6819	6826	6833	6840
0,71	0,6847	6853	6860	6867	6874	6881	6887	6894	6901	6908
0,72	0,6914	6921	6928	6934	6941	6948	6954	6961	6968	6974
0,73	0,6981	6988	6994	7001	7007	7014	7021	7027	7034	7040
0,74	0,7047	7053	7060	7066	7073	7079	7086	7092	7099	7105
0,75	0,7112	7118	7124	7131	7137	7144	7150	7156	7163	7169
0,76	0,7175	7182	7188	7194	7201	7207	7213	7219	7226	7232
0,77	0,7238	7244	7251	7257	7263	7269	7275	7282	7288	7294
0,78	0,7300	7306	7312	7318	7325	7331	7337	7343	7349	7355
0,79	0,7361	7367	7373	7379	7385	7391	7397	7403	7409	7415
0,80	0,7421	7427	7433	7439	7445	7451	7457	7462	7468	7474
0,81	0,7480	7486	7492	7498	7503	7509	7515	7521	7527	7532

Y	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,82	0,7538	7544	7550	7555	7561	7567	7572	7578	7584	7590
0,83	0,7595	7601	7607	7612	7618	7623	7629	7635	7640	7646
0,84	0,7651	7657	7663	7668	7674	7679	7685	7690	7696	7701
0,85	0,7707	7712	7718	7723	7729	7734	7739	7745	7750	7756
0,86	0,7761	7766	7772	7777	7782	7788	7793	7798	7804	7809
0,87	0,7814	7820	7825	7830	7835	7841	7846	7851	7856	7862
0,88	0,7867	7872	7878	7883	7888	7894	7899	7904	7908	7914
0,89	0,7918	7924	7929	7936	7940	7945	7950	7954	7959	7964
0,90	0,7969	7974	7979	7984	7989	7994	7999	8004	8009	8014
0,91	0,8019	8024	8029	8034	8038	8043	8048	8053	8058	8063
0,92	0,8068	8073	8077	8082	8087	8092	8097	8101	8106	8111
0,93	0,8116	8120	8125	8130	8135	8139	8144	8149	8153	8158
0,94	0,8163	8167	8172	8177	8181	8186	8191	8195	8200	8204
0,95	0,8209	8213	8218	8223	8227	8232	8236	8241	8245	8250
0,96	0,8254	8259	8263	8268	8272	8277	8281	8285	8290	8294
0,97	0,8299	8303	8307	8312	8316	8321	8325	8329	8334	8338
0,98	0,8342	8347	8351	8355	8360	8364	8368	8372	8377	8381
0,99	0,8385	8389	8394	8398	8402	8406	8410	8415	8419	8423
1,00	0,8427	8431	8435	8439	8444	8448	8452	8456	8460	8464
1,01	0,8468	8472	8476	8480	8484	8488	8492	8496	8500	8504
1,02	0,8508	8512	8516	8520	8524	8528	8532	8536	8540	8544
1,03	0,8548	8552	8556	8560	8563	8567	8571	8575	8579	8583
1,04	0,8586	8590	8594	8598	8602	8606	8609	8613	8617	8621
1,05	0,8624	8628	8632	8636	8639	8643	8647	8650	8654	8658
1,06	0,8661	8665	8669	8672	8676	8680	8683	8687	8691	8694
1,07	0,8698	8701	8705	8708	8712	8716	8719	8723	8726	8730
1,08	0,8733	8737	8740	8744	8747	8751	8754	8758	8761	8765
1,09	0,8768	8771	8775	8778	8782	8785	8789	8792	8795	8799
1,10	0,8802	8805	8809	8812	8815	8819	8822	8825	8829	8832
1,11	0,8835	8839	8842	8845	8848	8852	8855	8858	8861	8865
1,12	0,8868	8871	8874	8878	8881	8884	8887	8890	8893	8897
1,13	0,8900	8903	8906	8909	8912	8915	8918	8922	8925	8928
1,14	0,8931	8934	8937	8940	8943	8946	8949	8952	8955	8958
1,15	0,8961	8964	8967	8970	8973	8976	8979	8982	8985	8988
1,16	0,8991	8994	8997	9000	9003	9006	9008	9011	9014	9017
1,17	0,9020	9023	9026	9029	9031	9034	9037	9040	9043	9046
1,18	0,9048	9051	9054	9057	9060	9062	9065	9068	9071	9073
1,19	0,9076	9079	9082	9084	9087	9090	9092	9095	9098	9100
1,20	0,9103	9106	9108	9111	9114	9116	9119	9122	9124	9127
1,21	0,9130	9132	9135	9137	9140	9143	9145	9148	9150	9153
1,22	0,9155	9158	9160	9163	9165	9168	9171	9173	9176	9178
1,23	0,9181	9183	9185	9188	9190	9193	9195	9198	9200	9203
1,24	0,9205	9207	9210	9212	9215	9217	9219	9222	9224	9227
1,25	0,9229	9231	9234	9236	9238	9241	9243	9245	9248	9250
1,26	0,9252	9255	9257	9259	9262	9264	9266	9268	9271	9273
1,27	0,9275	9277	9280	9282	9284	9286	9289	9291	9293	9295
1,28	0,9297	9300	9302	9304	9306	9308	9310	9313	9315	9317
1,29	0,9319	9321	9323	9325	9327	9330	9332	9334	9336	9338

Y	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1,30	0,9340	9342	9344	9346	9348	9350	9352	9355	9357	9359
1,31	0,9361	9363	9365	9367	9369	9371	9373	9375	9377	9379
1,32	0,9381	9383	9385	9387	9389	9390	9392	9394	9396	9398
1,33	0,9400	9402	9404	9406	9408	9410	9412	9413	9415	9417
1,34	0,9419	9421	9423	9425	9427	9429	9431	9433	9434	9437
1,35	0,9439	9441	9443	9444	9446	9448	9450	9452	9453	9454
1,36	0,9456	9457	9459	9461	9463	9464	9466	9468	9470	9471
1,37	0,9473	9475	9477	9478	9480	9482	9484	9485	9487	9488
1,38	0,9490	9492	9494	9495	9497	9499	9500	9502	9503	9505
1,39	0,9507	9508	9510	9512	9513	9515	9516	9518	9520	9521
1,40	0,9523	9524	9526	9528	9529	9531	9532	9534	9535	9537
1,41	0,9539	9540	9542	9543	9545	9546	9548	9549	9551	9552
1,42	0,9554	9555	9557	9558	9560	9561	9563	9564	9566	9567
1,43	0,9569	9570	9571	9573	9574	9576	9577	9579	9580	9582
1,44	0,9583	9584	9586	9587	9589	9590	9591	9593	9594	9596
1,45	0,9597	9598	9600	9601	9602	9604	9605	9607	9608	9609
1,46	0,9611	9612	9613	9615	9616	9617	9618	9620	9621	9622
1,47	0,9624	9625	9626	9628	9629	9630	9631	9633	9634	9635
1,48	0,9637	9638	9639	9640	9642	9643	9644	9645	9647	9648
1,49	0,9649	9650	9651	9653	9654	9655	9656	9657	9659	9660
1,50	0,9661	9662	9663	9665	9666	9667	9668	9669	9670	9672
1,5	0,9661	9673	9684	9695	9706	9716	9726	9736	9745	9755
1,6	0,9763	9772	9780	9788	9796	9804	9811	9818	9825	9832
1,7	0,9838	9844	9850	9856	9861	9867	9872	9877	9882	9886
1,8	0,9891	9895	9899	9903	9907	9911	9915	9918	9922	9925
1,9	0,9928	9931	9934	9937	9939	9942	9944	9947	9949	9951
2,0	0,9953	9955	9957	9959	9961	9963	9964	9966	9967	9969
2,1	0,9970	9972	9973	9974	9975	9976	9977	9979	9980	9980
2,2	0,9981	9982	9983	9984	9985	9985	9986	9987	9987	9988
2,3	0,9989	9989	9990	9990	9991	9991	9992	9992	9992	9993
2,4	0,9993	9993	9994	9994	9994	9995	9995	9995	9995	9996
2,5	0,9996	9996	9996	9997	9997	9997	9997	9997	9997	9998
2,6	0,9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9999
2,7	0,9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999
2,8	0,9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	1,000	1,000	1,000

Додаток 9

Значення коефіцієнта поздовжнього вигину

ℓ_0/b_{xx}	ℓ_0/b_{xy}	φ	ℓ_0/b_{xx}	ℓ_0/b_{xy}	φ
≤ 8	≤ 7	1	24	21	0,73
10	8,5	0,98	26	22,5	0,68
12	10,5	0,96	28	24	0,64
14	12	0,93	30	26	0,59
16	14	0,89	32	28	0,54
18	15,5	0,85	34	29,5	0,49
20	17	0,81	36	31	0,44
22	19	0,77	38	33	0,39

Додаток 10

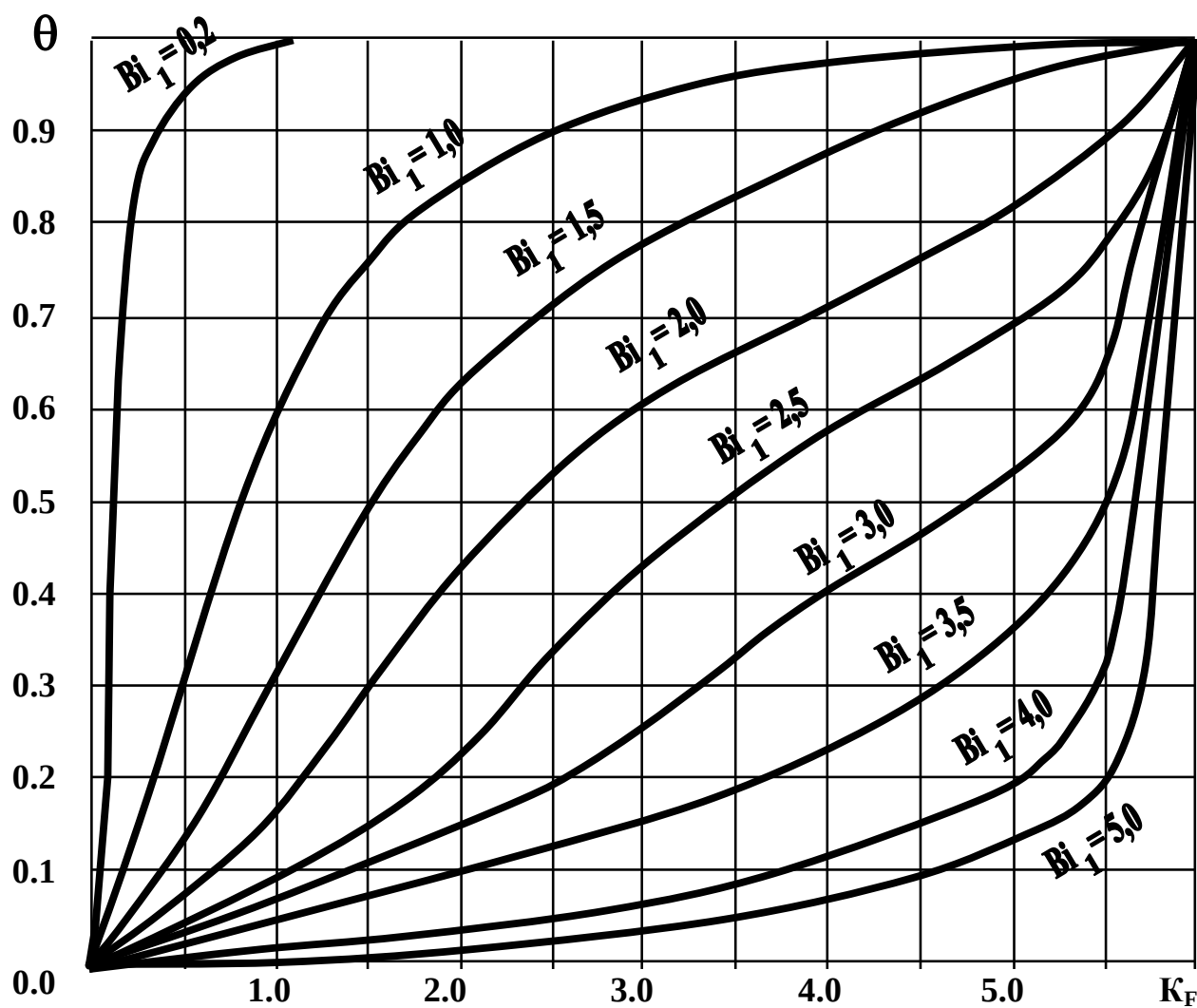
Відносна температура в середині необмеженої пластини

$F_0/4$	θ_c	$F_0/4$	θ_c	$F_0/4$	θ_c	$F_0/4$	θ_c
0,001-0,007	1,0000	0,044	0,8162	0,054	0,7437	0,091	0,5185
0,008	0,9998	0,045	0,8088	0,055	0,7367	0,092	0,5134
0,009	0,9996	0,046	0,8015	0,056	0,7297	0,093	0,5084
0,010	0,9992	0,047	0,7941	0,057	0,7227	0,094	0,5034
0,011	0,9985	0,048	0,7868	0,058	0,7158	0,095	0,4985
0,012	0,9975	0,049	0,7796	0,059	0,7090	0,096	0,4936
0,013	0,9961	0,050	0,7723	0,087	0,5393	0,097	0,4887
0,014	0,9944	0,051	0,7651	0,088	0,5340	0,098	0,4839
0,015	0,9922	0,052	0,7579	0,089	0,5288	0,099	0,4792
0,016	0,9896	0,053	0,7508	0,090	0,5236	0,100	0,4745

Додаток 11

Залежність значень γ_T , γ_b , γ_v

$t, ^\circ\text{C}$	T, K	γ_T	γ_b	γ_v	$t, ^\circ\text{C}$	T, K	γ_T	γ_b	γ_v
20	293	1	1	1	400	673	0,70	0,86	0,90
100	373	0,99	0,96	1	450	723	0,65	0,84	—
150	423	0,93	0,95	—	500	773	0,58	0,80	0,60
200	473	0,85	0,94	1,12	550	823	0,45	0,77	—
250	523	0,81	0,92	—	600	873	0,34	0,72	0,30
300	573	0,77	0,90	1,09	650	923	0,22	0,68	—
650	623	0,74	0,88	—	700	973	0,11	0,59	—

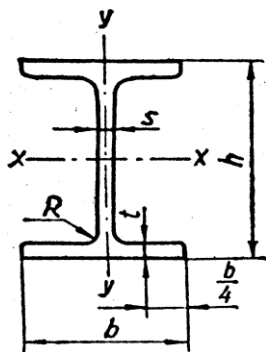
Номограма залежності θ – Bi_1 – K_p ($K_p = Bi_1^2 \cdot Fo$)

Сортамент пиломатеріалів хвойних порід

Товщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	—	—	—	—	—
16	75	100	125	150	—	—	—	—	—
19	75	100	125	150	175	—	—	—	—
22	75	100	125	150	175	200	225	—	—
25	75	100	125	150	175	200	225	250	—
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	—	100	125	150	175	200	225	250	275
125	—	—	125	150	175	200	225	250	—
150	—	—	—	150	175	200	225	250	—
175	—	—	—	—	175	200	225	250	—
200	—	—	—	—	—	200	225	250	—
250	—	—	—	—	—	—	—	250	—

Примітки:

1. Розміри пиломатеріалів за довжиною встановлені з градацією 0,25 м від 1 до 6,5 м.
2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів встановлені для деревини з вологістю 20 %.
3. Дошка має ширину, більшу за подвійну товщину; брус, відповідно, – не більше подвійної товщини, брус – якщо товщина і ширина більше 100 мм.
4. За необхідності прийняття спеціального замовлення розміри пиломатеріалів можуть відрізнятися від зазначених у таблиці.



Додаток 14

Таблиця 14.1

Сортамент сталевих гарячекатаних двотаврів за ГОСТ 8239-89

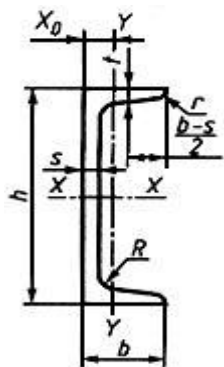
h – висота балки; b – ширина полиці; t – товщина полиці; s – товщина стінки; R – радіус внутрішнього закруглення; J – момент інерції перерізу; W – момент опору перерізу; S – статичний момент напівперерізу; i – радіус інерції; J_t – момент інерції при крутінні

Номер балки	Розмір, мм					$A, \text{см}^2$	$q, \text{кг/м}$	$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$J_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	$J_t, \text{см}^4$
	h	b	d	t	R										
10	100	55	4,5	7,2	7,1	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22	2,28
12	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88
14	140	73	4,9	7,5	8,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55	3,59
16	160	81	5,0	7,8	8,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70	4,45
18	180	90	5,1	8,1	9,0	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	82,4	82,6	18,40	1,88	5,50
20	200	100	5,2	8,4	9,5	25,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07	6,92
22	220	110	5,4	8,7	10,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27	6,60
24	240	115	5,5	9,5	10,5	34,8	27,30	3450	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37	11,10
27	270	125	6,0	9,8	11,0	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54	15,60
30	300	135	6,5	10,2	12,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69	17,40
33	330	140	7,0	11,2	13,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79	23,80
36	360	145	7,5	12,3	14,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89	31,40
40	400	155	8,3	13,0	15,0	72,7	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03	40,60
45	450	160	9,0	14,2	16,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09	54,70
50	500	170	10,0	15,2	17,00	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23	75,40
55	550	180	11,0	16,5	18,0	118,0	92,60	56962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39	100,00
60	600	190	12,0	17,8	20,0	138,0	108,00	78606	2560,0	23,80	1491,0	1725,0	182,00	3,54	135,00

Таблиця 14.2

Швелери сталеві гарячекатані за ГОСТ 8240-97

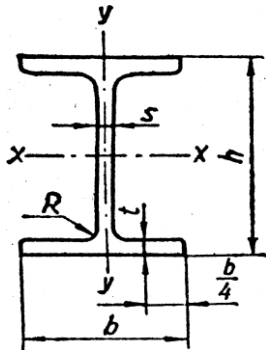
Серія У – з ухилом внутрішніх граней полиць



h – висота; b – ширина полиці; t – товщина полиці; s – товщина стінки;
 R – радіус внутрішнього закруглення; r – радіус закруглення полиці; F – площа поперечного перерізу;
 J – момент інерції перерізу; W – момент опору перерізу; S – статичний момент напівперерізу;
 i – радіус інерції; J_t – момент інерції при крутінні; X_0 – відстань від осі $Y-Y$ до зовнішньої грані стінки

Номер швелера	h	b	s	t	R	r	Площа поперечного перерізу F , см ²	Масса 1 м, кг	Довідкові значення для осей							X_0 , см
	мм								$X - X$				$Y - Y$			
									I_x , см ⁴	W_{x_2} см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	
5У	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5У	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8У	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,30	12,80	4,75	1,19	1,31
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,37	1,44
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54
14У	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13
20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	24,00	2900,0	242,0	9,73	139,00	208,00	31,60	2,60	2,42

Номер швелера	h	b	s	t	R	r	Площа поперечного перерізу F , см^2	Масса 1 м, кг	Довідкові значення для осей							X_0 , см
	мм								$X - X$				$Y - Y$			
									I_x , см^4	W_{x_3} , см^3	i_x , см	S_x , см^3	I_y , см^4	W_y , см^3	i_y , см	
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	27,70	4160,0	308,0	10,90	178,00	262,00	37,30	2,73	2,47
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	31,80	5810,0	387,0	12,00	224,00	327,00	43,60	2,84	2,52
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	36,50	7980,0	484,0	13,10	281,00	410,00	51,80	2,97	2,59
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	41,90	10820,0	601,0	14,20	350,00	513,00	61,70	3,10	2,68
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	48,30	15220,0	761,0	15,70	444,00	642,00	73,40	3,23	2,75



Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць за ГОСТ 26020-83
Приклад позначення І 40К1/ГОСТ 26020-83

№ профіля	Лінійна щільність, кг/м	Розміри, мм					Площа перерізу, см ²	Довідкові значення для осей						
								$x-x$				$y-y$		
		h	b	s	t	R		$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
1. Нормальні двотаври														
10Б1	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	16,9	5,8	1,24
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1		11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	10,4	120	64	4,4	6,3		13,21	318	53	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6		13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10	1,65
14Б2	12,9	140	73	4,7	6,9		16,43	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	15,8	160	82	5	7,4		20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5		19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	18,8	180	91	8,3	8		23,95	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,49	1943	194,3	110,3	8,26	147,2	28,5	2,23
23Б1	25,8	230	110	5,6	9		32,91	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	28	268	120	5,8	8,5		35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	31,2	261	120	6	10		39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	32,9	296	140	5,8	8,5	15	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	36,6	299	140	6,0	10		46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	38,9	346	155	6,2	8,5	18	49,53	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	43,3	349	155	6,5	10		55,17	11550	662,2	373	14,47	322,9	80,4	3,36

№ профіля	Лінійна щільність, кг/м	Розміри, мм					Площа перерізу, см ²	Довідкові значення для осей						
								x – x				y – y		
		h	b	s	t	R		I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	21	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5		69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	443	180	7,8	11		76,23	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13		85,96	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	73	492	200	8,8	12		92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	80,7	496	200	9,2	14		102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	24	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97	547	220	10	15,5		124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5		135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5		147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5		164,70	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	697	260	12,5	18,5		183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17	26	203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5		226,60	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5	30	247,10	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22		272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04
100Б1	230,8	990	320	16	21		293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25		328,9	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	285,7	1006	320	18	29		364,00	597700	11680	6736	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5		400,60	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67
2. Широкополицеві двотаври														
20Ш1	30,6	196	193	6	9	13	38,95	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	14	46,08	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	42,7	251	180	7	10	16	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12		62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	53,6	291	200	8	11	18	68,31	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	61	295	200	8,5	13		77,65	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	68,3	299	200	9	15		87	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80

№ профі- ля	Лінійна щільність, кг/м	Розміри, мм					Площа перерізу, см ²	Довідкові значення для осей						
								$x-x$				$y-y$		
								I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см
h	B	s	t	R										
3. Широкополицеві двотаври														
35Ш1	75,1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	82,2	341	250	10,0	14		104,74	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	91,3	345	250	10,5	16		116,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	96,1	388	300	9,5	14	22	122,40	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	111,1	392	300	11,5	16		141,60	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	123,4	396	300	12,5	18		157,20	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	114,4	484	300	11	15	26	145,70	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	138,7	489	300	14,5	17,5		176,60	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	156,4	495	300	15,5	20,5		199,20	84200	3402	1923	20,56	7900	526	6,81
50Ш4	174,1	501	300	16,5	23,5		221,70	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	142,1	580	320	12	17	28	181,10	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	176,9	587	320	16	20,5		225,30	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	205,5	595	320	18	27,5		299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
60Ш4	234,2	603	320	20	28,5		298,34	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	169,9	683	320	13,5	19	30	216,40	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	197,6	691	320	15	23		251,70	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	235,4	700	320	18	27,5		299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	268,1	708	320	20,5	31,5		341,60	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	305,9	718	320	23	36,5		389,70	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17

Сортамент арматури

Діа- метр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стрижнів										Маса 1м, кг	Арматура								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Стержнева класів						Дротяна класів		
												A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II	Bp-II
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	—	—	—	—	—	—	x	—	—
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	—	—	—	—	—	—	x	x	—
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	—	—	—	—	—	—	x	x	x
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	x	—	x	—	—	—	—	x	x
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	—	—	—	—	—	—	—	x	x
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	x	—	x	—	—	—	—	x	x
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	x	x	x	x	x	x	—	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	x	x	x	x	x	x	—	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	x	x	x	x	x	x	—	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	x	x	x	x	x	x	—	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	x	x	x	x	x	x	—	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	—	x	x	x	x	x	—	—	—
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	x	x	x	x	x	x	—	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	—	x	x	x	x	x	—	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	—	x	x	x	x	x	—	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	—	x	x	x	x	x	—	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	—	—	x	—	—	—	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	—	—	x	—	—	—	—	—	—

Примітка: Позначкою "x" відмічені діаметри, що прокатуються.

Додаток 17

Нормативні R_b и R_{bn} та розрахункові опори бетону для граничних станів другої групи $R_{b,ser}$ та $R_{bt,ser}$, МПа

Вид опору	Бетон	Клас бетону за міцністю на стиск														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Стиск осьовий (призменна міцність) R_{bn} та $R_{b,ser}$	Важкий і дрібнозернистий	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	—	—	—	—

Додаток 18

Розрахункові опори бетону для граничних станів першої групи R_b и R_{bt} , МПа

Вид опору	Бетон	Клас бетону за міцністю на стискання														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Стиск осьовий (призменна міцність) R_b	Важкий і дрібнозернистий	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30	33
	Легкий	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	—	—	—	—

Додаток 19

Значення розрахункових температур при розрахунку межі вогнестійкості колон

Бетон	Найменший розмір перерізу, мм	Температура T_{cr} в °C при N_u/N_{ser}		
		4 та менше	4 – 5	5 і більше
На гранітному щебені та піщаний	120 і менше	650	650	650
	160	575	575	575
	200 і більше	500	575	650
На вапняковому щебені	120 і менше	750	750	750
	160	675	675	675
	200 і більше	600	675	750

Коефіцієнти поздовжнього вигину центрально стиснутих елементів
(Таблиця 72 СНиП II–23–81*, стор. 77)

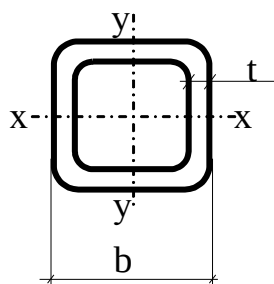
Гнучкість, λ	Коефіцієнти ϕ для елементів зі сталі з розрахунковим опором R_y , кН/см ²											
	20	24	28	32	36	40	44	48	52	56	60	64
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	985	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	854	849	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	745	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	629	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	508	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	532	483	497	413	380	349	325	305	287
100	599	542	493	448	408	359	335	309	286	267	250	235
110	537	473	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	414	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	275	247	223.	204	189	175	163	153	145
140	375	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	125
150	323	275	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

Примітка. Значення коефіцієнтів ϕ в таблиці збільшені в 1000 разів.

Значення критерію Біо та коефіцієнтів до розрахунку межі вогнестійкості стін та перегородок за ознакою втрати теплоізолюючої здатності

Bi	μ_1	μ_2	A_1	A_2
0	1,57087	4,7124	-1,2735	0,4265
0,01	1,5769	4,7145	-1,2648	0,4261
0,02	1,5830	4,7166	-1,2561	0,4256
0,03	1,5892	4,7187	-1,2474	0,4252
0,04	1,5953	4,7208	-1,2387	0,4247
0,05	1,6014	4,7230	-1,2300	0,4243
0,06	1,6075	4,7251	-1,2213	0,4238
0,07	1,6136	4,7272	-1,2126	0,4234
0,08	1,6198	4,7293	-1,2039	0,4229
0,09	1,6259	4,7314	-1,1952	0,4225
0,10	1,6320	4,7335	-1,1865	0,4220
0,11	1,6377	4,7356	-1,1782	0,4216
0,12	1,6433	4,7377	-1,1699	0,4212
0,13	1,6490	4,7398	-1,1617	0,4208
0,14	1,6547	4,7419	-1,1534	0,4204
0,15	1,6604	4,7440	-1,1451	0,4200
0,16	1,6660	4,7460	-1,1368	0,4195
0,17	1,6717	4,7481	-1,1285	0,4191
0,18	1,6774	4,7502	-1,1203	0,4187
0,19	1,6830	4,7523	-1,1120	0,4183
0,20	1,6887	4,7544	-1,1037	0,4179
0,21	1,6940	4,7565	-1,0966	0,4176
0,22	1,6992	4,7585	-1,0895	0,4173
0,23	1,7045	4,7606	-1,0825	0,4171
0,24	1,7098	4,7627	-1,0754	0,4168
0,25	1,7151	4,7648	-1,0683	0,4165
0,26	1,7203	4,7668	-1,0612	0,4162
0,27	1,7256	4,7689	-1,0541	0,4159
0,28	1,7309	4,7710	-1,0471	0,4157
0,29	1,7361	4,7730	-1,0310	0,4154
0,30	1,7414	4,7751	-1,0329	0,4151
0,31	1,7463	4,7772	-1,0272	0,4146
0,32	1,7512	4,7792	-1,0215	0,4142
0,33	1,7562	4,7813	-1,0158	0,4137
0,34	1,7611	4,7834	-1,0101	0,4133
0,35	1,7660	4,7854	-1,0044	0,4128
0,36	1,7709	4,7875	-0,9986	0,4123
0,37	1,7758	4,7895	-0,9929	0,4119
0,38	1,7808	4,7916	-0,9872	0,4114
0,39	1,7857	4,7936	-0,9815	0,4110
0,40	1,7906	4,7956	-0,9758	0,4105
0,41	1,7952	4,7976	-0,9707	0,4101
0,42	1,7998	4,7996	-0,9656	0,4097
0,43	1,8044	4,8017	-0,9604	0,4093
0,44	1,8090	4,8037	-0,9553	0,4089
0,45	1,8136	4,8057	-0,9502	0,4085
0,46	1,8182	4,8077	-0,9451	0,4081
0,47	1,8228	4,8097	-0,9400	0,4077
0,48	1,8274	4,8118	-0,9343	0,4073
0,49	1,8320	4,8138	-0,9297	0,4069
0,50	1,8366	4,8158	-0,9246	0,4065
0,52	1,8452	4,8198	-0,9159	0,4058

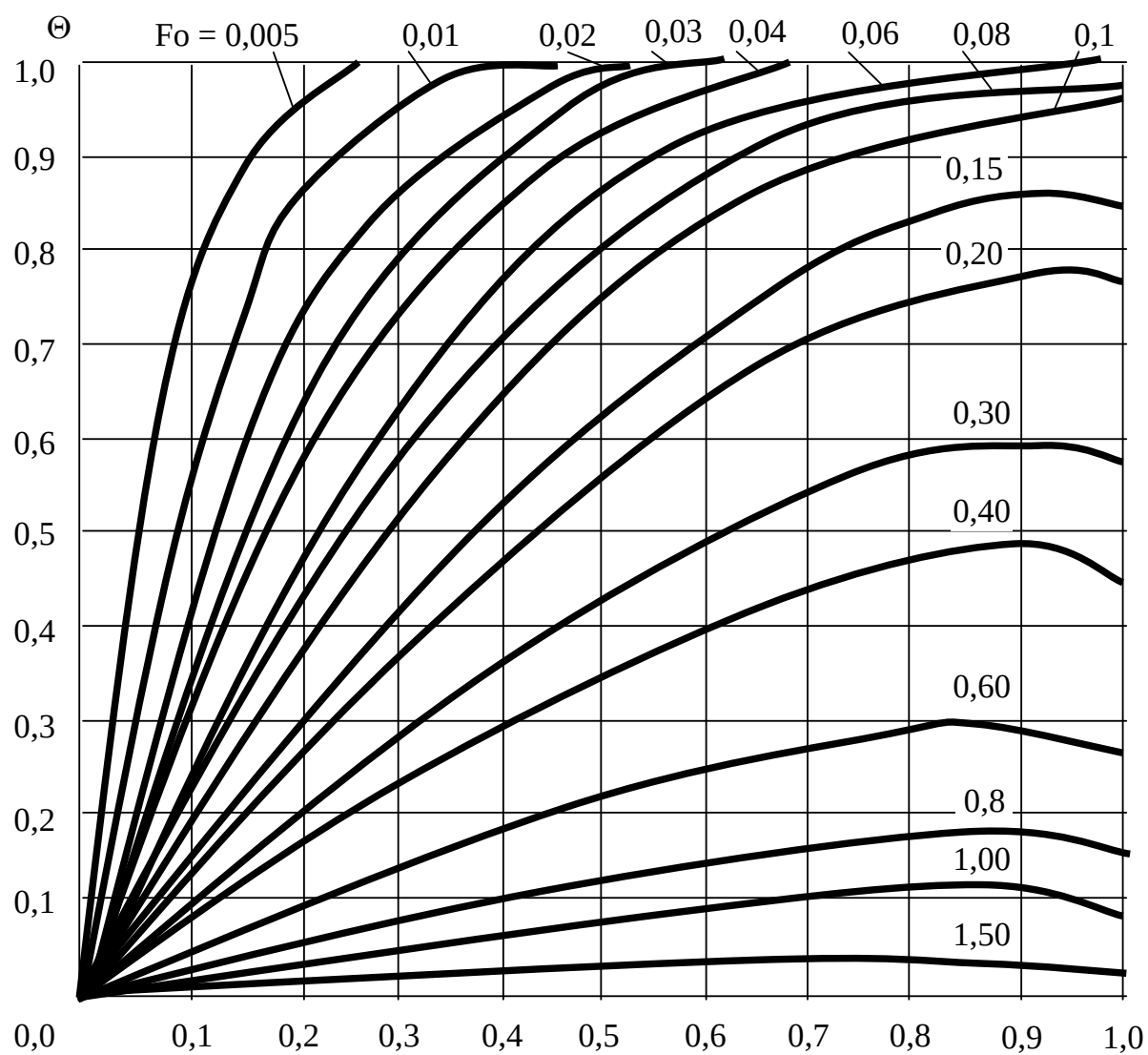
Bi	μ_1	μ_2	A_1	A_2
0,54	1,8539	4,8238	-0,9072	0,4051
0,56	1,8625	4,8278	-0,8986	0,4044
0,58	1,8712	4,8318	-0,8899	0,4037
0,60	1,8798	4,8358	-0,8812	0,4030
0,62	1,8879	4,8398	-0,8731	0,4020
0,64	1,8961	4,8437	-0,8650	0,4010
0,66	1,9042	4,8477	-0,8568	0,4000
0,68	1,9123	4,8516	-0,8487	0,3990
0,70	1,9203	4,8556	-0,8406	0,3980
0,72	1,9280	4,8595	-0,8332	0,3971
0,74	1,9356	4,8634	-0,8259	0,3962
0,76	1,9433	4,8673	-0,8185	0,3954
0,78	1,9509	4,8712	-0,8112	0,3945
0,80	1,9586	4,8751	-0,8038	0,3936
0,82	1,9568	4,8789	-0,7972	0,3927
0,84	1,9730	4,8828	-0,7907	0,3918
0,86	1,9803	4,8866	-0,7941	0,3910
0,88	1,9875	4,8905	-0,7776	0,3901
0,90	1,9947	4,8943	-0,7710	0,3892
0,92	2,0015	4,8981	-0,7651	0,3886
0,94	2,0083	4,9019	-0,7592	0,3880
0,96	2,0152	4,9056	-0,7533	0,3873
0,98	2,0220	4,9094	-0,7474	0,3867
1,00	2,0288	4,9132	-0,7415	0,3861
1,10	2,0580	4,9313	-0,7183	0,3818
1,20	2,0871	4,9494	-0,6950	0,3776
1,30	2,1163	4,9675	-0,6718	0,3733
1,40	2,1454	4,9856	-0,6485	0,3691
1,50	2,1746	5,0037	-0,6253	0,3648
1,60	2,1975	5,0204	-0,6089	0,3608
1,70	2,2203	5,0370	-0,5926	0,3567
1,80	2,2432	5,0537	-0,5762	0,3527
1,90	2,2660	5,0703	-0,5599	0,3486
2,00	2,2889	5,0870	-0,5435	0,3446
2,20	2,3223	5,1162	-0,5216	0,3374
2,40	2,3556	5,1454	-0,4998	0,3302
2,60	2,3890	5,1745	-0,4779	0,3229
2,80	2,4223	5,2037	-0,4561	0,3157
3,00	2,4557	5,2329	-0,4342	0,3085
3,20	2,4786	5,2571	-0,4191	0,3020
3,40	2,5016	5,2813	-0,4040	0,2955
3,60	2,5245	5,3056	-0,3889	0,2889
3,80	2,5475	5,3298	-0,3738	0,2824
4,00	2,5704	5,3540	-0,3587	0,2759
4,50	2,60121	5,4042	-0,3326	0,2625
5,00	2,6537	5,4544	-0,3065	0,2491
5,50	2,6851	5,4961	-0,2879	0,2376
6,00	2,7165	5,5378	-0,2692	0,2260
6,50	2,7410	5,5728	-0,2536	0,2155
7,00	2,7654	5,6078	-0,2380	0,2049
7,50	2,7849	5,6274	-0,2257	0,1972
8,00	2,8044	5,6669	-0,2133	0,1895
8,50	2,8204	5,6921	-0,2034	0,1820
9,00	2,8363	5,7172	-0,1934	0,1745
9,50	2,8496	5,7389	-0,1849	0,1683
10,00	2,8628	5,7606	-0,1763	0,1620



Замкнені гнуті зварені профілі квадратні за
ТУ 36-2287-80

Розміри, мм		Маса, кг/м	Площа пе- рерізу, см ²	Осі x-x, y-y		
<i>b</i>	<i>t</i>			<i>J</i> , см ⁴	<i>W</i> , см ³	<i>i</i> , см
80	4	9,54	12,16	117	29,3	3,10
	5	11,77	15,00	141	35,3	3,07
	6	13,97	17,75	163	40,7	3,03
100	4	12,05	15,36	236	47,3	3,92
	5	14,92	19,00	287	57,3	3,89
	6	17,71	22,56	334	66,7	3,84
120	4	14,57	18,56	417	69,4	4,74
	5	18,06	23,00	508	84,6	4,69
	6	21,48	27,36	594	99,0	4,66
140	4	17,03	21,75	671	95,9	5,55
	5	21,19	27,00	821	117,0	5,51
	6	25,24	32,15	964	138,0	5,48
	7	29,23	37,24	1101	157,0	5,44
	8	33,16	42,34	12,38	176,0	5,39
160	4	19,60	24,95	1013	125,6	6,37
	5	24,33	31,00	1243	155,0	6,33
	6	29,01	35,96	1463	183,0	6,29
	7	33,63	42,84	1675	209,0	6,25
	8	38,18	48,54	1878	235,0	6,21
180	5	27,47	35,00	1788	198,5	7,15
	6	32,73	41,76	2110	234,4	7,11
	7	38,02	48,44	2420	258,9	7,07
	8	43,21	55,04	2720	302,1	7,03
200	5	29,8	37,9	2367	237	7,90
	6	35,3	45,0	2770	277	7,84
	7	40,8	51,9	3150	315	7,79
	8	46,1	58,7	3510	351	7,73

Графік розподілу відносної температури



$$\xi = 1 - \frac{x}{R + k\sqrt{a}}$$

Нормативні і розрахункові опори арматури, модуль пружності, МПа

Клас арматури	Діаметр, мм	Нормативні R_{sn} і розрахункові $R_{s,ser}$ опори розтягу для граничних станів другої групи	Розрахункові опори для граничних станів першої групи, МПа			Модуль пружності E_s ,
			розтяг		стиск R_{sc}	
			поздовжньої та поперечної арматури при розрахунку похилих перерізів на дію M, R_s ,	поперечної арматури при розрахунку похилих перерізів на дію поперечної сили Q, R_{sw}		
Стрижнева						
А-I	6...22	235	225	175	225	$2,1 \cdot 10^5$
А-II	10...32	295	280	225	280	$2,1 \cdot 10^5$
А-III	6...8	390	355	285*	355	$2 \cdot 10^5$
А-III	10...40	390	365	290*	365	$2 \cdot 10^5$
А-IIIв з контролем: подовження	20...40	540	490	390	200	$1,8 \cdot 10^5$
напруження і подовження	20...40	540	450	360	200	$1,8 \cdot 10^5$
А-IV	10...32	590	510	405	400	$1,9 \cdot 10^5$
А-V	10...32	785	680	545	400	$1,9 \cdot 10^5$
А-VI	10...32	980	815	650	400	$1,9 \cdot 10^5$
Проволочна						
Вр-I	3	410	375	270(300**)	375	$1,7 \cdot 10^5$
	4	405	365	265(296**)	365	$1,7 \cdot 10^5$
	5	395	360	260(290**)	360	$1,7 \cdot 10^5$
В-II	3	1490	1240	990	400	$2 \cdot 10^5$
	4	1410	1180	940	400	$2 \cdot 10^5$
	5	1335	1110	890	400	$2 \cdot 10^5$
	6	1255	1050	835	400	$2 \cdot 10^5$
	7	1175	980	785	400	$2 \cdot 10^5$
	8	1100	915	730	400	$2 \cdot 10^5$
Вр-II	3	1460	1215	970	400	$2 \cdot 10^5$
	4	1370	1145	915	400	$2 \cdot 10^5$
	5	1250	1045	835	400	$2 \cdot 10^5$
	6	1175	980	785	400	$2 \cdot 10^5$
	7	1100	915	730	400	$2 \cdot 10^5$
	8	1020	850	680	400	$2 \cdot 10^5$
Канатна						
К-7	6	1450	1210	965	400	$1,8 \cdot 10^5$
	9	1370	1145	915	400	$1,5 \cdot 10^5$
	12	1335	1110	890	400	$1,5 \cdot 10^5$
	15	1295	1080	865	400	$1,5 \cdot 10^5$
К-19	14	1410	1175	940	400	$1,5 \cdot 10^5$

* У зварних каркасах для хомутів з арматури класу А-III, діаметр яких менше 1/3 діаметра подовжніх стрижнів, приймають $R_{sw} = 255$ МПа.

** При застосуванні у в'язаних каркасах.

Таблиця 24.1

Розрахункові значення опору арматури на розтяг і стиск при розрахунку за граничними станами першої групи

Клас арматури	Розрахункові опори арматури для граничних станів першої групи, МПа		
	на розтяг		на стиск, R_{sw}
	подовжньої, R_s	поперечної (хомутів, відігнутих стрижнів), R_{sw}	
A240C	225	175	225
A300C	280	225	280
A400C ¹⁾ діаметром, мм:			
6...8	365	290 ³⁾	365
10...40	375	290 ³⁾	375
A400C ²⁾	365	290 ³⁾	365
A500C діаметром, мм			
8...22	450	290 ³⁾	450 ⁴⁾
25...32	435	290 ³⁾	435 ⁴⁾

Примітка:

- ¹⁾ – гарячекатаний арматурний прокат за табл. 24.3.
- ²⁾ – термомеханічно зміцнений арматурний прокат за табл. 24.3.
- ³⁾ – у зварних каркасах при використанні в якості хомутів, діаметр яких менше 1/3 діаметра подовжніх стрижнів, R_{sw} приймаються рівними 260 МПа;
- ⁴⁾ – наведені значення R_{sc} приймають при урахуванні в розрахунках навантажень короткочасної дії, вказаних в поз. 2а табл. 15 СНиП 2.03.01-84*: при врахуванні навантажень, вказаних в поз. 2б табл.15 СНиП 2.03.01-84*, необхідно приймати $R_{sc} = 400$ МПа.

Таблиця 24.2

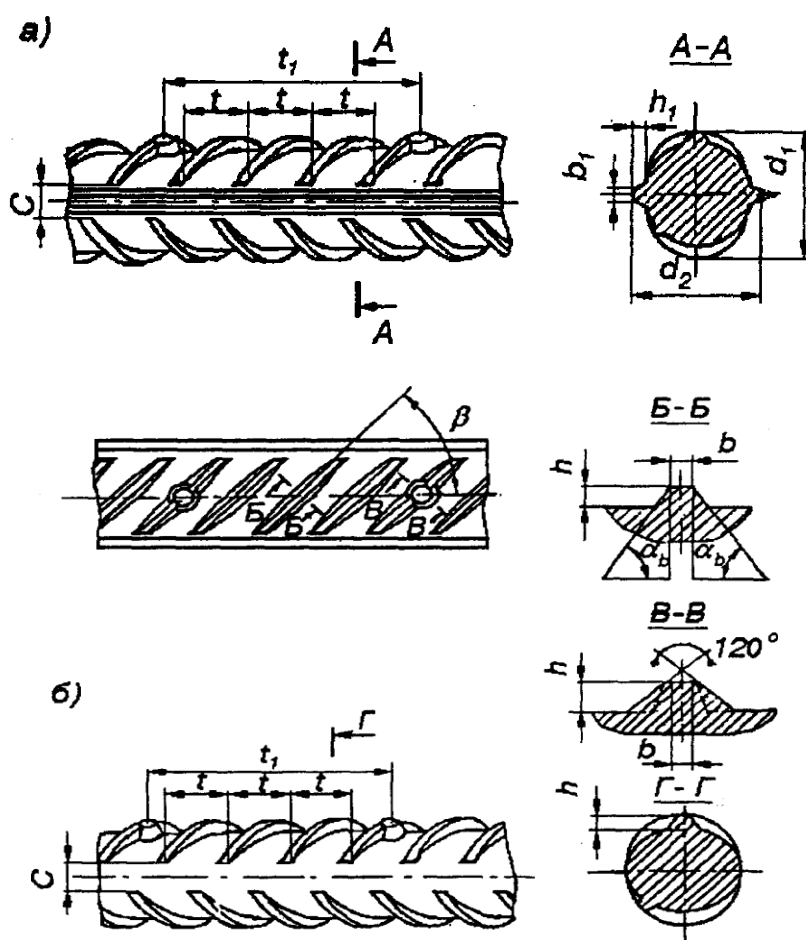
Клас арматури за ДСТУ 3760-98	Клас арматури за СНиП 2.03.01-84*
A240C	A-I
A300C	A-II
A400C ¹⁾	A-III
A400C ²⁾	At-IIIc
A500C	–
A600	A-IV

Примітка:

- ¹⁾ – гарячекатаний арматурний прокат (див. табл. 24.3);
- ²⁾ – термомеханічно зміцнений арматурний прокат (див. табл. 24.3).

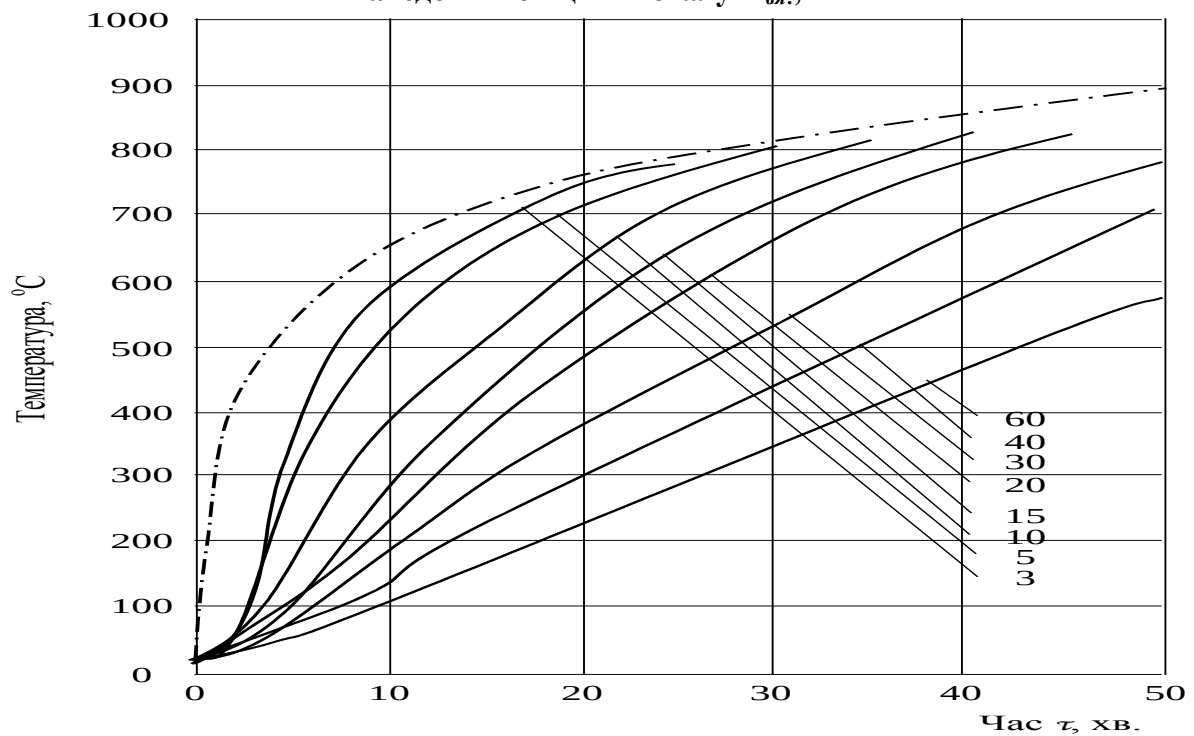
Таблиця 24.3

№ п/п	Клас арматури за ДСТУ 3760-98	Діаметр прокату, мм	Марка сталі	Тип профілю	Класифікація прокату за способом виробництва
1	A240C	6...40	Ст3сп Ст3сп Ст3кп	гладкий	гарячекатаний
2	A300C	10...40	Ст5сп Ст5пс	періодичний (серповидний), за рис.	гарячекатаний
		10...32	10ГТ		
3	A400C	6...40	35ГС 25Г2С	періодичний (серповидний), за рис.	гарячекатаний
4	A400C	10...32	Ст3сп Ст3пс Ст5сп Ст5пс	періодичний (серповидний), за рис. 1	термомеханічно зміцнений
5	A500C	8...16	Ст3сп Ст3пс Ст3Гпс	періодичний (серповидний), за рис.	термомеханічно зміцнений
		8...22	Ст3Гпс		
		25...32	25Г2С 20ГС		



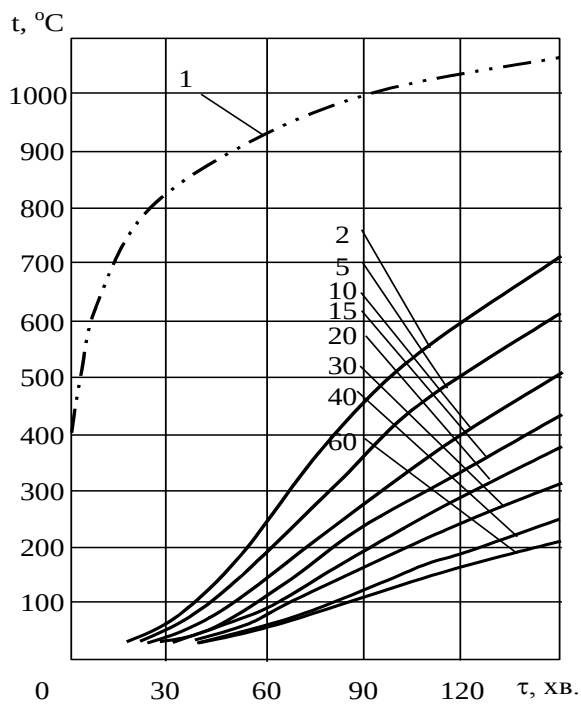
Арматурний прокат періодичного профілю

Залежність температури незахищених елементів сталевих конструкцій від часу нагріву за режимом «стандартної» пожежі (крива 1). Цифри у кривих відповідають наведеній товщині металу $h_{\text{вн}}$, мм

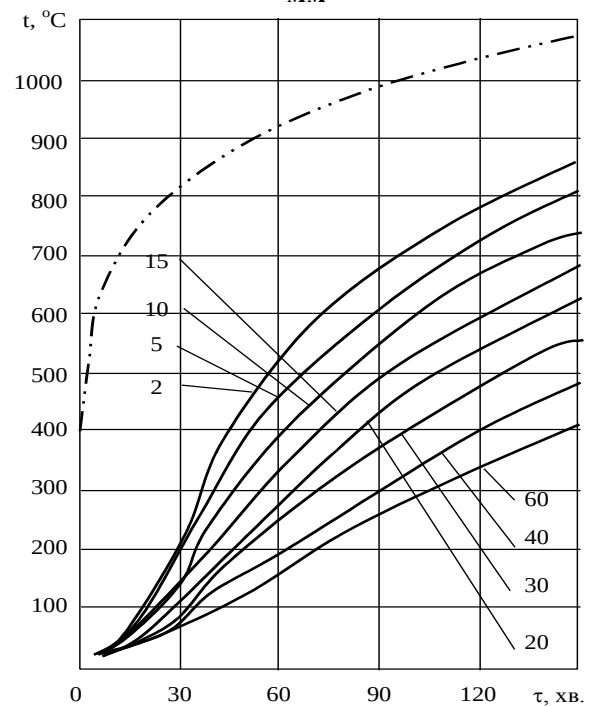


Залежність температури (t , °C) сталевій пластині з лицюванням від часу нагрівання (τ , хв) за режимом "стандартної" пожежі (крива 1). Цифри біля кривих відповідають наведеній товщині металу, (h_{red} , мм)

Червона цегла товщиною 65 мм



Бетон на вапняковому щебені товщиною 40 мм



Матеріали для зварювання, що відповідають маркам сталі

Групи констру- кцій у кліматич- них районах	Сталі	Матеріали для зварювання:			
		під флюсом		у вуглекислому газі або в його суміші з арго- ном	з покритими електродами типів:
		флюсів	зварювального дроту		
2, 3 та 4 – у всіх районах, крім І ₁ , І ₂ , ІІ ₂ та ІІ ₃	C235, Вст3пс, ВСт3сп, C255, C285, ВСт3кп, C245, C275, 20,	АН–348– А, АН–60	СВ–08А, СВ–08ГА	СВ–08Г2С	Э42, Э46
	C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К C440 16Г2АФ, 09Г2С, C345К	АН–47, АН–43, АН–17М, АН–348А ¹	СВ–10НМА, СВ–10Г2, СВ–08ГА, СВ–10ГА	СВ– 08ХГ2СДЮ	Э50
		АН–348– А	СВ–08Х1ДЮ		Э50А
1 – у всіх райо- нах; 2,3 та 4 – у районах І ₁ , І ₂ , ІІ ₂ та ІІ ₃	20, C235, C245, C255, C275, C285, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп .	АН– 348– А	СВ–08А, СВ–08ГА	СВ–08Г2С	Э42А, Э46А
	C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	АН–47, АН–43, АН–348– А	СВ–10НМА, СВ–10Г2, СВ–08ГА, СВ–10ГА,		Э50А
	C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ	АН–47, АН–17– М, АН– 348–А	СВ–10НМА, СВ–10Г2, СВ–08ГА, СВ–10ГА		Э50А
	C345К	АН–348– А	СВ–08Х1ДЮ	СВ–08 ХГ2СДЮ	Э50А
	C590, C590К, C590КШ	АН–17–М	СВ– 08ХН2ГМЮ, СВ–10НМА	СВ– 10ХГ2СМА, СВ–08ХГСМА, СВ–08Г2С	Э60, Э70

Розрахунковий опір зварних з'єднань

Зварні з'єднання	Напружений стан		Умовна позначка	Розрахунковий опір зварених з'єднань
Стикові	Стиск. Розтягання й вигин при автоматичному, напівавтоматичному або ручному зварюванні з фізичним контролем якості швів	По границі текучості	$R_{\omega Y}$	$R_{\omega Y} = R_Y$
		По тимчасовому опорі	$R_{\omega u}$	$R_{\omega u} = R_u$
	Розтягання й вигин при автоматичному, напівавтоматичному або ручному зварюванні	По межі текучості	$R_{\omega Y}$	$R_{\omega Y} = 0,85 R_Y$
	Зрушення		$R_{a\omega}$	$R_{a\omega} = R_s$
З кутовими швами	Зріз (умовний)	По металі шва	R_a	$R_{a\omega} = 0,55 \frac{R_{\omega un}}{\gamma_{\omega n}}$
		По металі границі сплавки	$R_{a\beta}$	$R_{a\beta} = 0,45 R_{un}$

Примітка: значення коефіцієнта надійності за матеріалом шва $\gamma_{шов}$ варто приймати рівними: 1,25 – при значеннях $R_{\omega un} \leq 490$ МПа,
 1,35 – при значеннях $R_{\omega un} \leq 590$ МПа,
 1,30 – при проміжних значеннях.

Нормативні та розрахункові опори сталі при розтягу, стиску та вигині

Сталь	Товщина прокату, мм	Нормативний опір, МПа, прокату				Розрахунковий опір, МПа, прокату			
		листового, широ- космугового уні- версального		фасонного		листового, широ- космугового уні- версального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
С 235	Від 2 до 20 Св.20” 40 “ 40” 100 “ 100	235	360	235	360	230	350	230	350
		225	360	225	360	220	350	220	350
		215	360	—	—	210	350	—	—
		195	360	—	—	190	350	—	—
С 245	Від 2 до 20 Св.20” 30	245	370	245	370	240	360	240	360
		—	—	235	370	—	—	230	360
С 255	Від 2 до 3,9 “ 4 “ 10 Св.10 “ 20 “ 20 “ 40	255	380	—	—	250	370	—	—
		245	380	255	380	240	370	250	370
		245	370	245	370	240	360	240	360
		235	370	235	370	230	360	230	360
С 275	Від 2 до 10 Св.10 “ 20	275	380	275	390	270	370	270	380
		265	370	275	380	260	360	270	370
С 285	Від 2 до 3,9 “ 4 “ 10 Св.10 “ 20	285	390	—	—	280	380	—	—
		275	390	285	400	270	380	280	390
		265	380	275	390	260	370	270	380
С 345	Від 2 до 10 Св.10 “ 20 “ 20 “ 40 “ 40 “ 60 “ 60 “ 80 “ 80 “ 160	345	490	345	490	335	480	335	480
		325	470	325	470	315	460	315	460
		305	460	305	460	300	450	300	450
		285	450	—	—	280	440	—	—
		275	440	—	—	270	430	—	—
		265	430	—	—	260	420	—	—
С345 К	Від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
С 375	Від 2 до 10 Св.10 “ 20 “ 20 “ 40	375	510	375	510	365	500	365	500
		355	490	355	490	345	480	345	480
		335	480	335	480	325	470	325	470
С 390	Від 4 до 50	390	540	—	—	380	530	—	—
С390 К	Від 4 до 30	390	540	—	—	380	530	—	—
С 440	Від 4 до 30 Св. 30 ” 50	440	590	—	—	430 400	575	—	—
		410	570	—	—		555	—	—
С 590	Від 10 до 36	540	635	—	—	515	605	—	—

Нормативні опори металу шва

Марки дроту для автоматичного або напівавтоматичного зварювання		Марки порошкового дроту	Значення нормативного опору металу шва $R_{шов}$, МПа
під флюсом	у вуглекислому газі або в його суміші з аргоном		
Св-08, Св-08А	—	—	410
Св-08ГА	—	—	450
Св-10ГА	Св-08Г2С	ПП-АН8, ПП-АН3	490
Св-10НМА, Св-10Г2	Св-08Г2С*	—	590
Св-08ХН2ГМЮ, Св-08Х1ДЮ	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХГ2СДЮ	—	685

Примітка: при зварюванні дротом Св-08М2С слід приймати значення $R_{шов} = 590$ МПа тільки для кутових швів з катетом $k_f \leq 8$ мм у конструкціях зі сталі із межею текучості, рівною 440 МПа та більше.

Залежність коефіцієнта умов роботи від елемента конструкції

Елемент конструкції	Коефіцієнт умов роботи
1	2
1. Суцільні балки й стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ й архівів і т.п. при вазі перекриття, рівного або більшого за тимчасове навантаження.	0,9
2. Колони громадських будинків і опор водонапірних башт.	0,95
3. Стиснуті основні елементи (крім опорних) ґрат складного таврового перерізу з куточків зварних ферм покриттів і перекриттів (наприклад, кроквяних й аналогічних їм ферм) при гнучкості $\lambda \geq 60$.	0,8
4. Суцільні балки при розрахунках на загальну стійкість при $\varphi_0 < 1,0$.	0,95
5. Затягування, тяги, відтягнення, підвіски, виконані із прокатної сталі.	0,9
6. Елементи стрижневих конструкцій покриттів і перекриттів:	
- стиснуті (за винятком замкнутих трубчастих перерізів) при розрахунках на стійкість;	0,95
- розтягнуті – у зварних конструкціях;	0,95
- розтягнуті, стиснуті, а також стикові накладки в болтових конструкціях (крім конструкцій на високоміцних болтах) зі сталі із межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см ²), що несуть статичне навантаження, при розрахунках на міцність.	1,05
7. Суцільні складені балки, колони, а також стикові накладки зі сталі з межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см ²), що несуть статичне навантаження й виконані за допомогою болтових з'єднань (крім з'єднань на високоміцних болтах), при розрахунках на міцність.	1,1
8. Перерізи прокатних і зварних елементів, а також накладок зі сталі з межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см ²) у місцях стиків, виконаних на болтах (крім стиків на високоміцних болтах), що несуть статичне навантаження, при розрахунках на міцність:	
- суцільних балок і колон;	1,1
- стрижневих конструкцій покриттів і перекриттів.	1,05
9. Стиснуті елементи ґрат просторових ґратчастих конструкцій з одиночних рівнополицевих або нерівнополицевих (що прикріплені більшою полицею) кутиків:	
- прикріплюються безпосередньо до поясів однією полицею зварними швами або двома болтами й більше, поставленими уздовж куточка;	0,9
- прикріплюють безпосередньо до поясів однією полицею, одним болтом (крім зазначених у поз. 9, у даній таблиці), і прикріплюються також через фасонку, незалежно від виду з'єднання;	0,75
- при складних перехресних ґратах з одноболтовими з'єднаннями.	0,7
10. Стиснуті елементи з одиночних кутиків, що прикріплюються однією полицею (для нерівнополицевих кутиків – тільки меншою полицею), за винятком елементів конструкцій, зазначених у поз. 9 даної таблиці, розкосів, що прикріплюються безпосередньо до поясів зварними швами або двома болтами й більше, поставленими уздовж кутика, і плоских ферм із одиночних кутиків.	0,75
11. Опорні плити зі сталі із границею текучості до 285 МПа, що несуть статичне навантаження, товщиною, мм:	
а) до 40;	1,2
б) від 40 до 60;	1,15
в) від 60 до 80.	1,1

Значення пружної характеристики α для неармованої кладки

Вид кладки	Пружна характеристика α				
	при марках розчину			при міцності розчину	
	25...200	10	4	0,2 (2)	нульовий
1. З великих блоків, виготовлених з важкого й крупнопористого бетону на важких заповнювачах і з важкого природного каменю ($\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2. З каменів, виготовлених з важкого бетону, важких природних каменів і буту	1500	1000	750	500	350
3. З великих блоків, виготовлених з бетону на пористих заповнювачах і поризованого, крупнопористого бетону на легких заповнювачах, щільного силікатного бетону й з легкого природного каменю	1000	750	500	500	350
4. З великих блоків, виготовлених з чарункових бетонів виду:					
А	750	750	500	500	350
Б	500	500	350	350	350
5. З каменів чарункових бетонів виду:					
А	750	500	350	350	200
Б	500	350	200	200	200
6. З керамічних каменів	1200	1000	750	500	350
7. Із цегли глиняної пластичного пресування, повнотілої й пустотілої, з пустотілих силікатних каменів, з каменів, виготовлених з бетону на пористих заповнювачах і поризованого, з легких природних каменів	1000	750	500	350	200
8. Із цегли силікатної повнотілої й пустотілої	750	500	350	350	200
9. Із цегли глиняної напівсухого пресування повнотілої й пустотілої	500	500	350	350	200

- Примітки:** 1. При визначенні коефіцієнтів поздовжнього вигину для елементів із гнучкістю $l_0/i \leq 28$ або відношенням $l_0/h \leq 8$ допускається приймати величини пружної характеристики кладки із цегли всіх видів, як із цегли пластичного пресування.
2. Наведені в таблиці значення пружної характеристики α для цегельної кладки поширюються на віброцегляні панелі і блоки.
3. Пружна характеристика бутобетону приймається рівною $\alpha = 2000$.
4. Для кладки на легких розчинах значення пружної характеристики α слід приймати з коефіцієнтом 0,7.
5. Пружні характеристики кладки із природних каменів допускається уточнювати за спеціальними вказівками, складеними на основі результатів експериментальних досліджень і затверджених у встановленому порядку.

Коефіцієнт поздовжнього вигину при пружних характеристиках кладки

Гнучкість		Коефіцієнт поздовжнього вигину φ при пружних характеристиках кладки α						
λ_i	λ_n	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	-

Примітки:

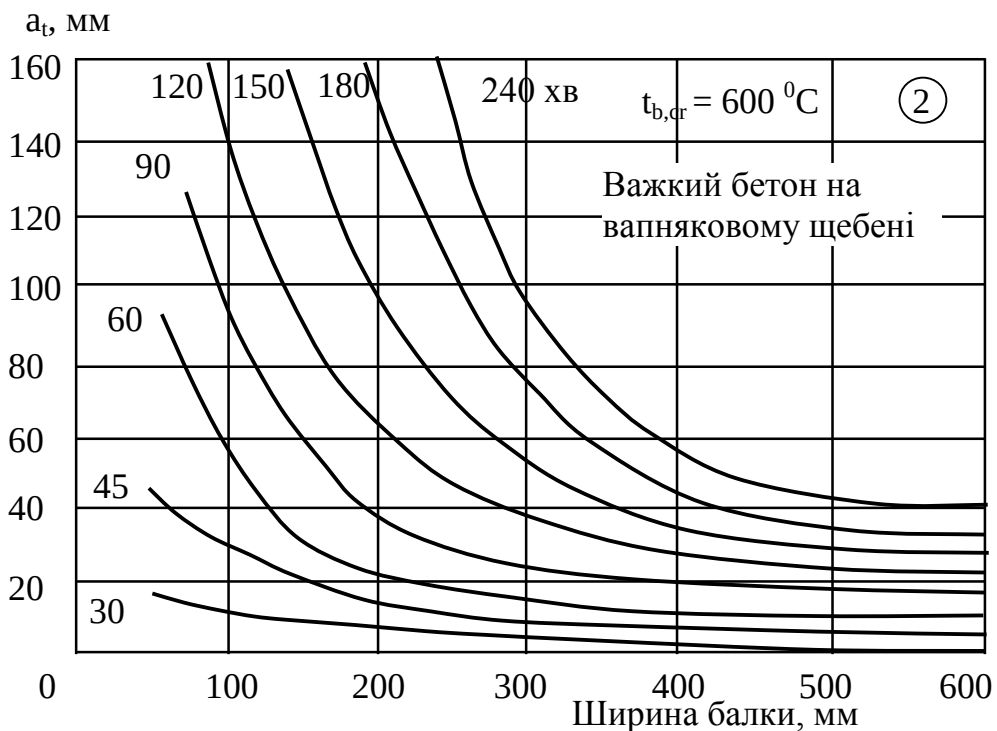
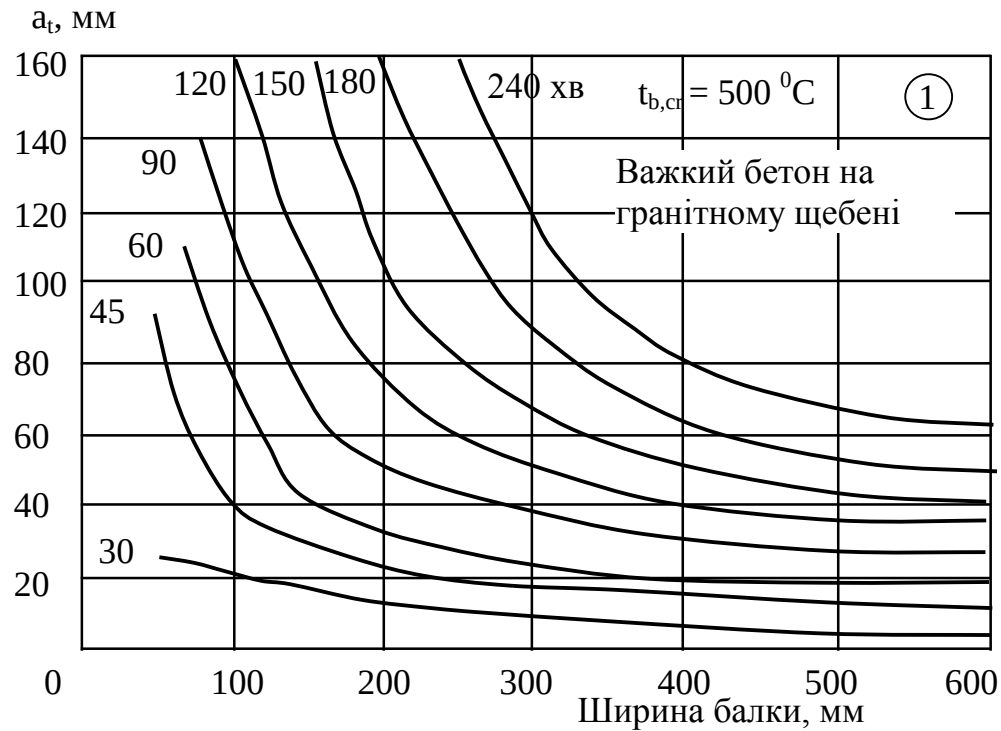
1. Коефіцієнт φ при проміжних значеннях гнучкості визначається шляхом інтерполяції.
2. Коефіцієнт φ для співвідношень λ_n , що перевищують граничні, слід приймати при визначенні φ_c у випадку розрахунку на позацентрове стискання з великим ексцентриситетом.
3. Для кладки із сітчастим армуванням величини пружних характеристик можуть бути меншими, ніж 200.

Розрахункові опори на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами на важких розчинах, R_w , МПа

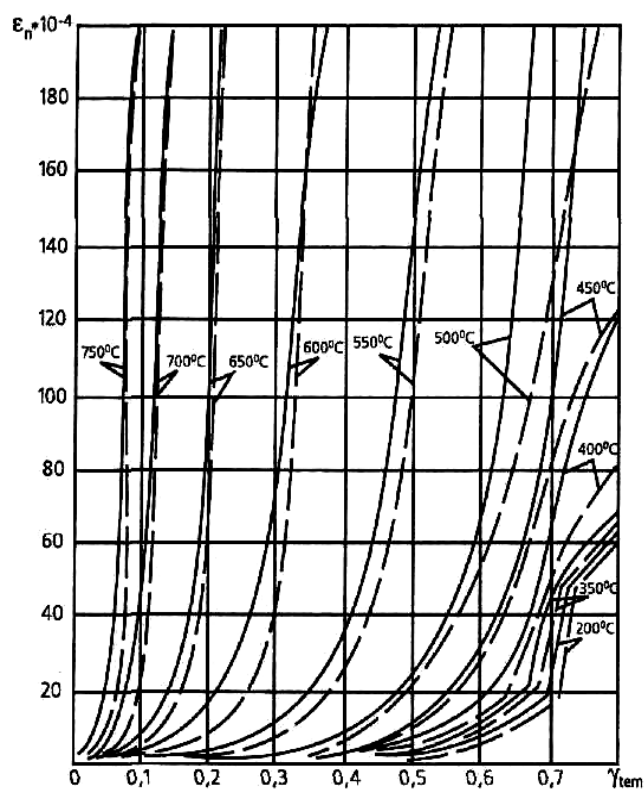
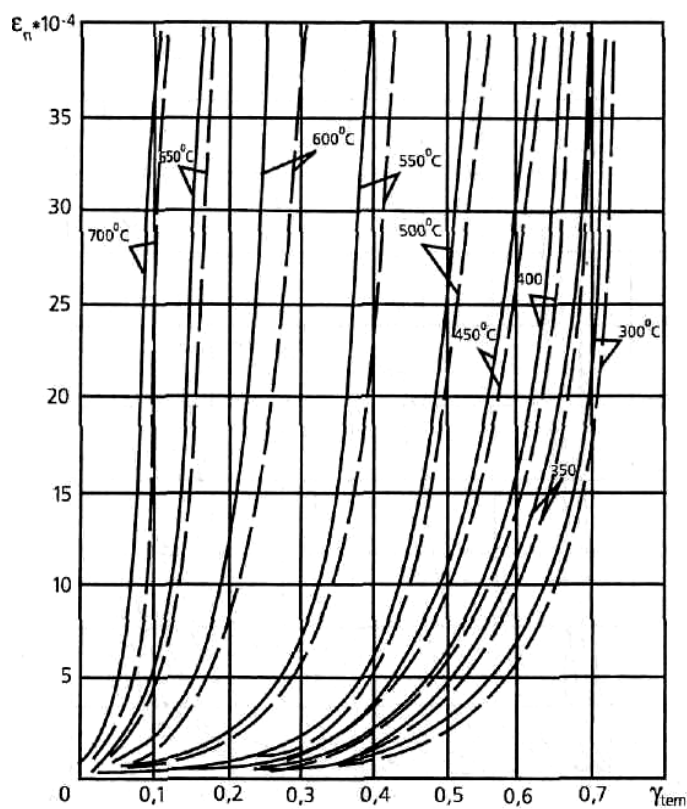
Міцність цегли або каменя, R_b , МПа	Міцність розчину, R_m , МПа						
	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	1,0	0,4
30,0	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8
25,0	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6
20,0	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4
15,0	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2
12,5	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1
10,0	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9
7,5	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7
5,0	—	—	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6
3,5	—	—	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45

Глибина прогріву a_t бетону стиснутої зони до критичної температури $t_{b,cr}$ в балці від нижньої нагріваної грані перерізу (30–240 – час прогріву у хвиликах)

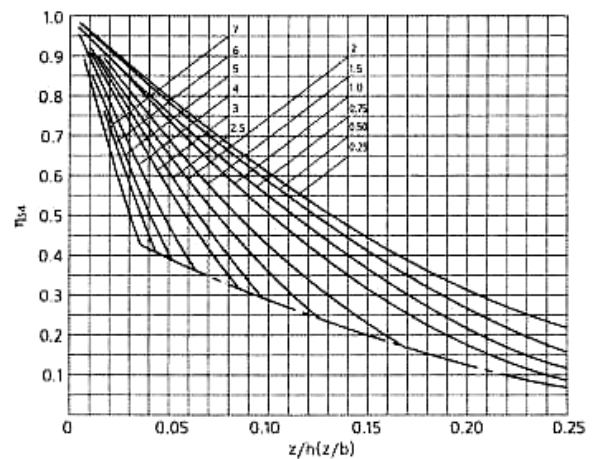
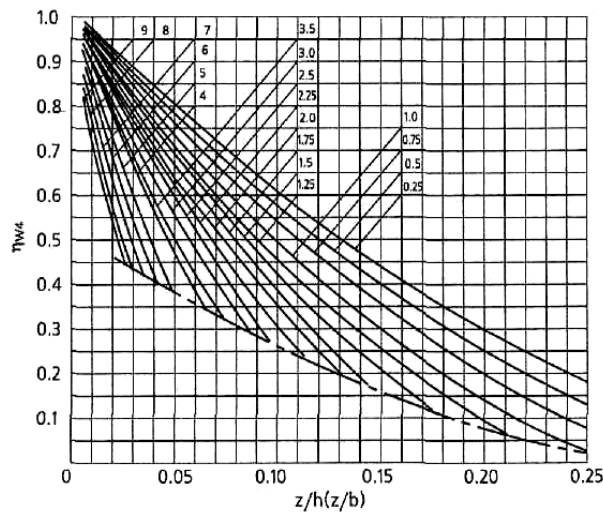
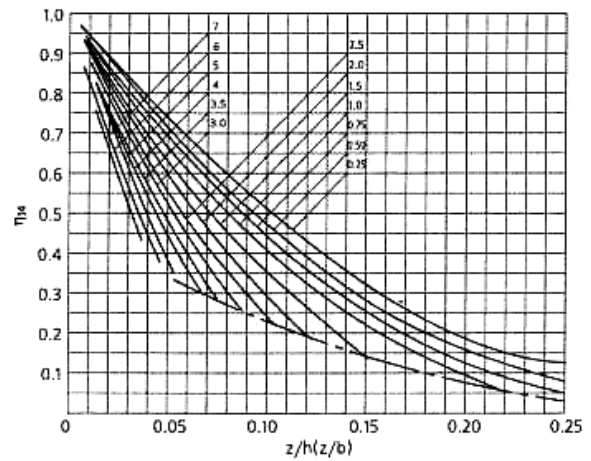
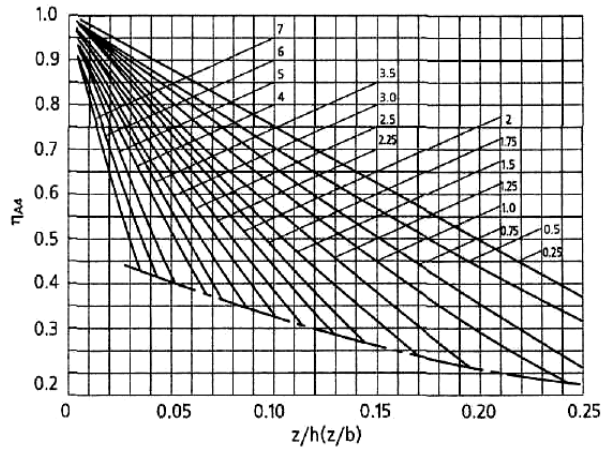
- 1 – $t_{b,cr} = 500^\circ\text{C}$ – важкий бетон на граніті;**
2 – $t_{b,cr} = 600^\circ\text{C}$ – важкий бетон на вапняку;



Криві деформації сталей залежно від температури та ступеня навантаження для $R_{yn} > 290$ МПа (—) та $R_{yn} \geq 290$ МПа (-----)



Залежність коефіцієнтів зміни геометричних характеристик перерізу від відношення розрахункової глибини обвуглювання дерев'яного бруса до висоти (Z/h) і ширини (Z/b) перерізу при обігріві з чотирьох боків.
Цифри у кривих відповідають відношенню висоти перерізу до його ширини ($1 \leq h/b \leq 7$) і відношенню ширини перерізу до його висоти ($b/h \leq 1$)



Коефіцієнт пропорційності a дії повітряної ударної хвилі залежно від умов вибуху та інтенсивності руйнувань

Можливі ушкодження	Розташування заряду		
	Зовнішній заряд	Заряд, заглиблений на свою глибину	$n = 2$
Відсутність ушкоджень	50...150	10...40	2...5
Випадкові ушкодження	10...30	5...9	1...2
Руйнування застосування, часткові ушкодження рам, дверей, штукатурки, перегородок	5...8	2...4	0,5...1
Руйнування рам, дверей, перегородок	2...4	1,1...1,9	Руйнування в межах воронки
Руйнування дерев'яних будівель	1,5...2	0,5...1	те ж саме
Ушкодження мостів	1,4	Руйнування в межах воронки	"
Тріщини в цегляних стінах товщиною: 0,38 м 0,51 м 0,64 м 0,78 м	0,95 0,84 0,73 0,68	те ж саме " " "	"
Руйнування цегляних стін товщиною: 0,38 м 0,51 м 0,64 м 0,78 м	0,65 0,56 0,49 0,46	те ж саме " " "	"
Руйнування: – фундаментів – з/б труб – сталевих труб	–	3 1,25 0,5	"

Коефіцієнт ефективності ВР в порівнянні із зарядом тротилу тієї ж маси (тротиловий еквівалент)

Найменування ВР	Тритонал 80/20	Гексоген	Тритонал 90/10	Ендатол	Пікротол	Порох
K_{ef}	1,53	1,30	1,23	1,05	1,0	0,66

Додаток 38

Маса зовнішнього контактного заряду тротилу для підриву діючого заряду ВР, кг

Маса діючого заряду ВР, кг	Маса зовнішнього контактного заряду тротилу, кг	Можлива дальність розльоту осколків, м
25...50	0,4	850
100	0,6	1000
250	1,0	1200
500	1,6	1350
1000	2,0	1500
2000	3,0	1750
3000	3,6	1900
5000	5,0	2000

Додаток 39

Коефіцієнт пропорційності a_c дії сейсмічного ефекту вибуху залежно від показника дії вибуху

Умови підриву діючого заряду ВР	Значення a_c
Підривання на камуфлет та при $n = 0,5$	1,2
Показник дії вибуху $n = 1$	1,0
Показник дії вибуху $n = 2$	0,8
Показник дії вибуху $n = 3$	0,7

Додаток 40

Коефіцієнт K_c дії сейсмічного ефекту вибуху залежно від властивостей ґрунту в основі фундаментів будівель та споруд

Умови підриву діючого заряду ВР	Значення K_c
Піщані ґрунти	3
Глинисті ґрунти	9
Насипні та земляні ґрунти	15
Водонасичені ґрунти	20

Ступені пошкодження будівельних об'єктів залежно від надлишкового тиску повітряної ударної хвилі ядерного вибуху, кПа

№	Об'єкт	Пошкодження			
		Слабке	Середнє	Сильне	Повне
1	Масивні промислові будівлі з металевим каркасом	20...30	30...40	40...50	50...70
2	Бетонні та залізобетонні будівлі та будівлі антисейсмічної конструкції	25...50	50...120	120...200	200...250
3	Промислові будівлі з металевим каркасом та площею за-склення вище 30 %	10...20	20...30	30...40	40...50
4	Будівлі зі збірного залізобетонну	10...20	20...30	30...60	—
5	Цегляні безкаркасні будівлі з залізобетонним перекриттям (покриттям)	10...20	20...35	35...45	45...60
6	Цегляні безкаркасні будівлі з дерев'яним перекриттям (покриттям)	8...12	12...20	20...30	30...40
7	Дерев'яні будівлі	6...8	8...12	12...20	20...30
8	Засклення будівель армоване	1...1,5	1,5...2	2...5	—
9	Засклення будівель звичайне	0,5...1	1...1,5	1,5...3	—

Примітка. Для інших видів вибухів, наприклад для вибухів конденсованих ВР або ГПС, значення тиску, приведеного в таблиці, повинні бути збільшені в 1,5 рази і більш залежно від потужності вибуху і після цього зіставлені із розрахованими значеннями надмірного тиску.

Ступені тяжкості ураження людей при вибуху газоповітряної суміші

Надлишковий тиск, кПа	Тяжкість ураження
50...90	Тяжке травмування (50...60 % уражених потребує медичної допомоги)
20...50	Травмування середньої тяжкості (10...12 % уражених потребує медичної допомоги)
10...20	Легке травмування (уражені не потребують медичної допомоги)

Характеристики швидкісного натиску повітря залежно від надлишкового тиску на фронті ударної хвилі

Максимальний надлишковий тиск, кПа	Максимальний швидкісний натиск, кПа	Максимальна швидкість мас повітря, км/час
1400	2310	3350
1050	1560	2850
700	860	2275
500	650	1870
350	280	1510
210	110	1070
140	56	750
70	14	449
35	6	256
14	0,7	112

Показники вибухобезпеки деяких речовин та матеріалів

Речовина	M	$t_{всп},$ °C	$t_{с.в.},$ °C	НКПР, %	ВКПР, %	$W_{min},$ мДж	$P_{max},$ кПа	$Q,$ МДж/кг	$\rho_{п.г.},$ кг/м ³	$P_H,$ кПа
Аміак, NH ₃ , ГГ	17,03	—	650	15,0	28,0	680	588	18,29	0,706	—
Ацетилен, C ₂ H ₂ , ВГ	26,04	—	335	2,5	81,0	0,011	1009	49,96	1,079	—
Ацетон, C ₂ H ₆ O, ЛЗР	58,08	-18	540	1,43	13,0	0,41	572	31,36	2,408	24,35
Бутан, C ₄ H ₁₀ , ГГ	58,12	-69	405	1,80	8,5	0,25	843	44,17	2,410	—
Водень, H ₂ , ГГ	2	—	510	4,09	75,0	0,017	730	120,8	0,083	—
Метан, CH ₄ , ГГ	16,04	-181	537	5,28	14,1	0,28	706	50,0	0,665	—
Метилловий спирт, CH ₄ O, ЛЗР	32,04	6	440	6,70	35,5	0,14	620	23,84	1,382	12,69
Окис вуглецю, CO, ГГ	28,01	—	605	12,5	74,0	8,0	730	10,10	1,161	—
Пропан, C ₃ H ₈ , ГГ	44,1	—	470	2,31	9,4	0,25	843	46,35	1,828	—
Сірковуглець, CS ₂ , ЛЗР	76,13	-43	102	1,33	50,0	0,09	780	14,02	3,156	39,49
Толуол, C ₇ H ₈ , ЛЗР	92,14	4	536	1,25	6,8	0,26	634	40,94	3,820	2,9
Етиловий спирт, C ₂ H ₆ O, ЛЗР	46,07	13	400	3,61	17,8	0,246	682	30,56	1,910	5,76
Уайт-спірит, C _{10,5} H ₂₁ , ЛЗР	147,3	33-36	250	0,7	5,6	0,33	—	—	6,140	0,37

Примітки: M – молекулярна маса; $t_{всп}$ – температура спалаху; $t_{с.в.}$ – температура самозаймання; ГГ – горючий газ; ВГ – вибуховий газ; ЛЗР – легкозаймиста рідина; W_{min} – мінімальна енергія запалювання; P_{max} – максимальний тиск вибуху; Q – теплота згорання газу; $\rho_{п.г.}$ – густина пари або газу при $P=101$ кПа та $t=20$ °C; P_H – тиск насиченої пари при $t=20$ °C

Реакції горіння деяких газоповітряних сумішей

Речовина	Реакція горіння	$C_{\text{стх}}$, %об.	$\rho_{\text{стх}}$, кг/м ³	$Q_{\text{стх}}$, МДж/кг	$T_{\text{ГТ}}$, °С	$T_{\text{В}}$, °С	$v_{\text{НОР}}$, м/с
Аміак	$4\text{NH}_3 + 3(\text{O}_2 + 3,76\text{N}_2) = 2\text{N}_2 + 6\text{H}_2\text{O} + 3 \cdot 3,76\text{N}_2$	19,72	1,18	18,29	1777	680	0,1
Ацетилен	$\text{C}_2\text{H}_2 + 2,5(\text{O}_2 + 3,76\text{N}_2) = 2\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} + 2,5 \cdot 3,76\text{N}_2$	7,75	1,079	49,96	2322	3150-3620	1,50
Метан	$\text{CH}_4 + 2(\text{O}_2 + 3,76\text{N}_2) = \text{CO}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 2 \cdot 3,76\text{N}_2$	9,45	1,232	50,0	2043-2200	900-1300	0,34
Етилен	$\text{C}_2\text{H}_4 + 3(\text{O}_2 + 3,76\text{N}_2) = 2\text{CO}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 3 \cdot 3,76\text{N}_2$	6,54	1,285	49,9	2248	–	0,60
Пропан	$\text{C}_3\text{H}_8 + 5(\text{O}_2 + 3,76\text{N}_2) = 3\text{CO}_2 + 4\text{H}_2\text{O} + 5 \cdot 3,76\text{N}_2$	4,03	1,315	46,35	2110-2500	1000-1500	1,57
Бутан	$\text{C}_4\text{H}_{10} + 6,5(\text{O}_2 + 3,76\text{N}_2) = 4\text{CO}_2 + 5\text{H}_2\text{O} + 6,5 \cdot 3,76\text{N}_2$	3,13	1,328	44,17	2118-2500	1000-1500	0,40

Примітки: $C_{\text{стх}}$ – стехіометрична концентрація ГПС; $\rho_{\text{стх}}$ – густина ГПС при стехіометричній концентрації; $Q_{\text{стх}}$ – теплота згорання при стехіометричній концентрації ГПС; $T_{\text{ГТ}}$ – температура горіння теоретична; $T_{\text{В}}$ – температура продуктів реакції при вибуху; $v_{\text{НОР}}$ – нормальна швидкість поширення полум'я

Навчальне видання

Васильченко Олексій Володимирович
Савченко Олександр Віталієвич
Отрош Юрій Анатолієвич
Стельмах Олег Адамович

**ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ ТЕРИТОРІЙ,
БУДІВЕЛЬ І СПОРУД В УМОВАХ НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ**

Практикум

Підписано до друку 08.09.2020. Формат 60x84/16.

Ум. друк. арк. 12,79.

Вид. № 44/20. Обл.вид арк. 7,6.

Сектор редакційно-видавничої діяльності
Національного університету цивільного захисту України
61023, м. Харків, вул. Чернишевська, 94

www.nuczu.edu.ua