



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Л.Й. Дворкін

Заслужений діяч науки і техніки України  
професор, доктор технічних наук

# **МІЦНІСТЬ БЕТОНУ**

**Навчальний посібник**



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

**УДК 666.97**  
**Д 24**

Рекомендовано вченою радою Національного  
університету водного господарства та природокористування  
(протокол № від 2021 р.)

**Рецензенти:**

**Толмачов С.М.**, доктор техн. наук, професор,  
Харківський національний автомобільно-дорожній університет;

**Кровяков С.О.**, доктор техн. наук, професор, Одеська  
академія будівництва та архітектури

**Дворкін Л.Й.**

**Д 24 «Міцність бетону»:** Навчальний посібник/Дворкін Л.Й. – К.:  
Видавничий дім «Кондор», 2021. – 310 с.

**ISBN**

У посібнику висвітлюються основні положення бетонознавства і технології бетону, що розкривають механізм формування його міцності. Наводиться обґрунтування основних розрахункових залежностей для прогнозування міцності бетону і методологія розрахунково-експериментального проектування складів бетону із заданою міцністю.

На основі сучасного досвіду висвітлюються шляхи отримання високоміцних бетонів. Спеціальний розділ посібника присвячений методам випробування міцності бетону як за допомогою руйнування зразків, так і неруйнівними методами.

У посібнику наведено приклади використання основних розрахункових залежностей для прогнозування міцності, проектування складів бетонних сумішей із заданою міцністю і визначення міцності за результатами випробувань.

Посібник розрахований на широке коло практичних працівників у сфері будівництва, а також студентів будівельних спеціальностей.

**ISBN**

**УДК 666.97**

© Дворкін Л.Й., 2021

© Видавничий дім «Кондор», 2021



## Передмова

Бетон є основним будівельним матеріалом, що застосовується в сучасному будівництві. На його основі виготовляють різноманітні вироби і конструкції, які застосовуються практично у всіх галузях будівництва. Розвиток бетонознавства і на його базі технології бетону дозволило регулювати властивості бетону в широкому діапазоні і забезпечувати його експлуатаційну надійність. Одним з основних базових властивостей бетону є його міцність. Міцність бетону забезпечує несучу здатність конструкцій, з міцністю скорельована значна кількість інших фізико-механічних властивостей бетону.

В останні десятиліття науково-технічний прогрес в технології бетону зумовив появу бетонів нового покоління, відмінною рисою яких є висока міцність у поєднанні з іншими властивостями, які визначають надійність і довговічність, в тому числі в особливо складних умовах експлуатації конструкцій і споруд.

В даному посібнику висвітлено основні теоретичні питання структуроутворення, механізму формування міцності і руйнування бетону під впливом механічних зусиль. Наведено розрахункові залежності, що дозволяють прогнозувати властивості міцності і проектувати склади важких і легких бетонів з їх заданими показниками міцності.

В окремому розділі коротко висвітлюються особливості технології високоміцних бетонів і методика проектування їх складів. У заключному розділі посібника наводяться методи визначення міцності в тому числі неруйнівними методами.

Методологія практичного використання основних розрахункових залежностей в посібнику проілюстрована в наведених прикладах.

Посібник призначений для студентів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів. Він буде також корисним і практичним працівникам, зайнятим виробництвом і застосуванням бетону, виробів і конструкцій на їх основі.



## 1. ТЕОРІЇ МІЦНОСТІ БЕТОНУ

**Міцність** – властивість матеріалів чинити опір руйнуванню під дією зовнішніх навантажень. Мірою міцності є **границя міцності** – максимальне напруження, при якому має місце руйнування зразків бетону або елементів конструкцій. Міцність бетону залежить від виду напруженого стану (стиску, розтягу, згину й ін. або спільного впливу напружень різного виду). Важливе значення має також характер навантаження (короткочасне, тривале, повторно–перемінне, ударне та ін.).

Існуючі теорії міцності бетону розділяють на три групи: феноменологічні, статистичні і структурні.

*Феноменологічні теорії* розглядають бетон, як однорідне ізотропне пружне тіло. Головна увага у феноменологічних теоріях приділяється залежності міцності від зовнішніх навантажень, вони встановлюють закони, за якими можна судити про початок руйнування матеріалу при складному напруженому стані, якщо відома поведінка при простому розтязі, стиску або зсуві.

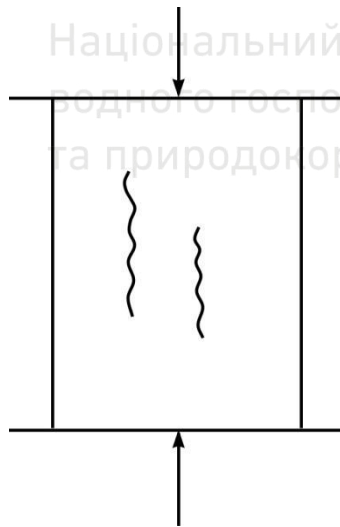
Найстарішою з класичних феноменологічних теорій міцності матеріалів є теорія максимальних напружень (теорія Галілея і Ранкіна), відповідно до якої критерієм міцності є максимальне напруження. Другою теорією міцності є теорія максимальних деформацій (теорія Маріотта, Сен-Венана), відповідно до якої текучість матеріалів починається, коли досягається максимальне відносне видовження. Друга теорія заснована на гіпотезі, що причиною руйнування матеріалу є найбільші лінійні деформації в найбільш небезпечній точці. Третя теорія міцності – теорія максимальних дотичних напружень (теорія Кулона, Мора й ін.), відповідно до якої руйнування відбувається при досягненні граничних дотичних напружень або найбільших нормальних розтягуючих напружень.

Запропоновано і ряд інших феноменологічних теорій (гіпотез) міцності, однак за допомогою математичних уявлень, розвинутих для ізотропних пружних тіл, не вдається в достатній мірі пояснити фізичні явища в складному капілярно–пористому





неоднорідному матеріалі, яким є бетон. Феноменологічні теорії міцності не можуть пояснити явища, обумовлені внутрішніми процесами, що протікають у бетоні (деформації усадки і набрякання, контракція, екзотермія та ін.), які відіграють велику роль у міцності і сумарних деформаціях. Застосування феноменологічних теорій міцності можливе стосовно бетону лише в окремих випадках при певних обмежувальних умовах. Наприклад при випробуванні бетонних зразків, коли їхні торці змазані парафіном та на поверхні зразків практично не виникають сили тертя, руйнування викликається утворенням тріщин, паралельних стискаючому зусиллю, що пояснюється відповідно до другої теорії міцності тим, що лінійні деформації в напрямку перпендикулярному осі зразка досягають найбільших значень (рис.1.1).



**Рис. 1.1.** Схема руйнування крихкого матеріалу при осьовому стиску за відсутності тертя на опорних плитах преса

Відповідно до *статистичних теорій* також передбачається існування в бетоні безперервного ізотропного середовища, у якому можливі окремі порожнини і



мікротріщини, які підкоряються статистичним законам. Ці теорії дозволяють пояснити величезну розбіжність між теоретичною і фактичною міцністю, обумовлену дефектами структури речовини, без розгляду самої структури.

Борн і Лауе показали, що теоретична міцність речовин, розрахована з врахуванням кількості і міцності хімічних зв'язків між атомами, в сотні разів перевищує їхню технічну міцність.

Уперше Гріффітс, вивчаючи поведінку при розтягуванні скляних ниток зі зменшенням їхнього діаметру пояснив встановлений ефект підвищення міцності зменшенням кількості мікротріщин. За Гріффітсом наявність тріщин веде до концентрації напружень в матеріалі під навантаженням. Коефіцієнт концентрації напружень можна розрахувати за формулою:

$$K = 1 + 2\sqrt{\frac{l}{R}}, \quad (1.1)$$

де  $l$  – довжина тріщини, яка іде від поверхні, або напівдовжина внутрішньої еліптичної тріщини;

$R$  – радіус кінця тріщини.

Поширення тріщини під дією прикладеного навантаження має місце при зменшенні загальної енергії системи. Критерій рівноваги крихкого тіла з тріщиною:

$$\sigma = \sqrt{2Ev/\pi l}, \quad (1.2)$$

де  $\sigma$  – прикладене напруження;

$E$  – модуль пружності;

$v$  – поверхнева енергія тіла.

У момент втрати стійкості і руйнування напруження і довжина тріщини приймають критичне значення ( $\sigma_k$  і  $l_k$ ).

Розділ науки про міцність матеріалів і конструкцій, що вивчає умови рівноваги і міцності реальних матеріалів з дефектами і закономірності розвитку тріщин, одержав назву *механіки руйнування*.

У відповідності зі статистичною теорією міцності, створеної Вейбулом, міцність при розтягуванні, згині і крученні ( $R_{кр}$ ) змінюється обернено пропорційно об'єму  $v$ :



$$R_{кр} = \frac{A}{\nu^{1/m}}, \quad (1.3)$$

де  $m$  – ступінь однорідності матеріалу, яка враховує характер розподілу дефектів;

$A$  – константа, що залежить від характеру напруженого стану і природи матеріалу.

Чим більші розміри елемента, тим більший вплив дефектів структури і тим нижчою є міцність. Цей висновок підтверджується і при випробуванні на міцність зразків різних розмірів. Статистичні теорії, дозволяючи вирішувати задачі в основному на вплив масштабного фактора, також як і феноменологічні, не можуть пояснити вплив на міцність бетону багатьох технологічних факторів, які не призводять до утворення тріщин, але істотно змінюють напружений стан матеріалу.

Розбіжність між теоретичною і реальною міцністю матеріалів розглядається також *кінетичною теорією* міцності, розробленої С.М. Журковим. Відповідно до цієї теорії характеристикою опору твердих тіл зовнішньому навантаженню є час від моменту навантаження до моменту руйнування  $\tau$  (механічна довговічність):

$$\tau = \tau_0 \exp \frac{u_0 - \nu \sigma}{KT}, \quad (1.4)$$

де  $\sigma$  – напруження, викликане зовнішнім навантаженням;

$T$  – абсолютна температура;

$\tau_0$ ,  $u_0$ ,  $\nu$ ,  $K$  – константи характерні для даного матеріалу.

Вираз  $u = u_0 - \nu \sigma$  можна розглядати як активаційний бар'єр.

При цьому параметр  $\nu$  характеризує неоднорідність і дефектність структури матеріалу.

Розвиток *структурної теорії* міцності бетону почався наприкінці XIX сторіччя після встановлення Р.Фере залежності міцності бетону від відносної густини цементного тіста, модифікованої пізніше Т.К.Пауерсом з врахуванням ступеня гідратації цементу в міру його твердіння. Залежність Р.Фере



стала основою для розробки Д.Абрамсом закону (правила) водоцементного відношення – основної закономірності, використовуваної дотепер при розрахунково-експериментальному проектуванні складів бетону.

За Пауерсом міцність при стиску зразків різного віку з цементного каменю, приготованих при різному водоцементному відношенні і твердіючих у нормальних температурних умовах, відповідає емпіричному рівнянню:

$$R = AX^n, \quad (1.5)$$

де  $X$  – відношення об'єму цементного гелю до суми об'ємів гелю і капілярного простору;

$A$  – коефіцієнт, який характеризує міцність цементного гелю;  $n$  – константа, яка в залежності від характеристики цементу складає від 2,6 до 3.

Параметр  $X$  можна розглядати як відносну густину цементного каменю. Представляючи залежність (1.5) через пористість  $\Pi$  можна записати:

$$R = A(1 - \Pi)^n. \quad (1.6)$$

Крім залежностей типу (1.5, 1.6) отриманий також ряд емпіричних рівнянь типу:

$$R = \sigma_0 \exp(-B\Pi), \quad (1.7)$$

і

$$R = D \ln \sigma_0 / \Pi, \quad (1.8)$$

де  $\sigma_0$  – міцність при нульовій пористості;

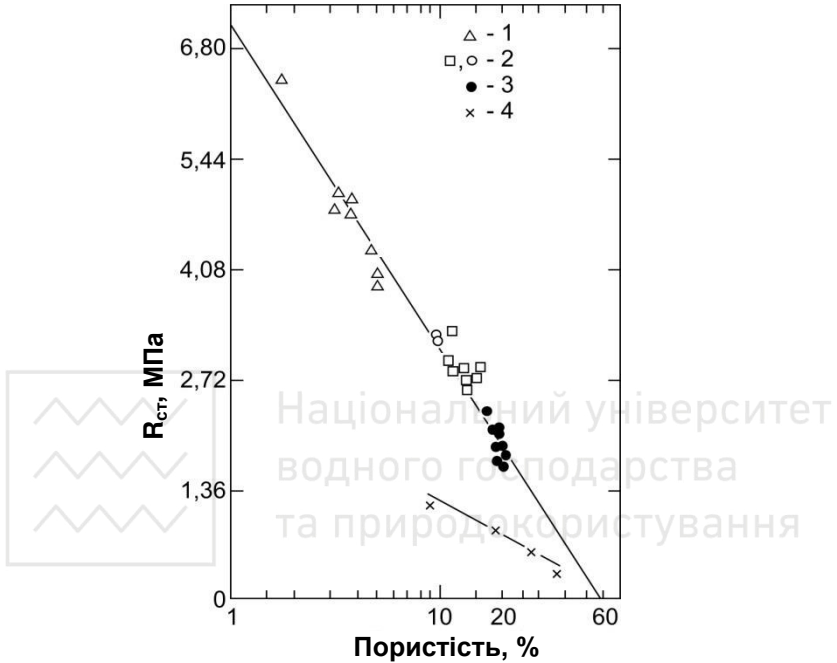
$B$  і  $D$  – константи.

Розрахункові дані, отримані з рівняння (1.7), добре узгоджуються з експериментальними при низькій пористості, а з рівняння (1.8) – при високій пористості (рис. 1.2).

Д.Рой та Г.Гоуда успішно застосували рівняння подібне (1.7) для портландцементних систем з високою міцністю і низькою пористістю.



Експериментально показано, що при заданій пористості цементного каменю чим менший розмір пор, тим вище міцність (рис.1.3).



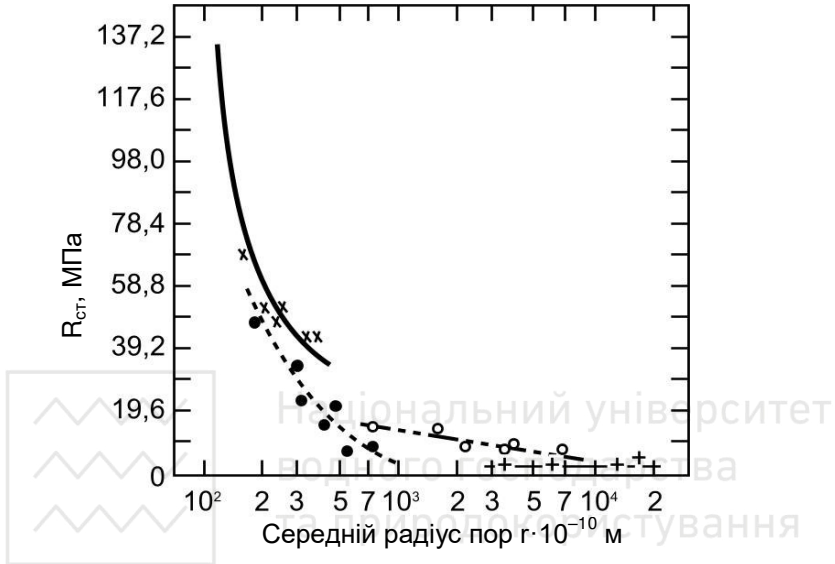
**Рис. 1.2.** Залежність між міцністю при стиску та логарифмом пористості цементного каменю:

1 – гаряче пресування; 2 – пресування; 3 – дані Брунауера;  
4 – дані Вербека та Хельмута.

Вплив заповнювачів в залежностях типу (1.7, 1.8) і похідних від них формулах, що зв'язують міцність бетону з водоцементним або цементноводним відношенням, зазвичай прямо не розкривається і враховується значеннями відповідних коефіцієнтів. Для проектування складів бетону такий підхід є можливим, він однак, не дозволяє розкрити механізм взаємодії елементів структури бетону при його руйнуванні.



Основне вихідне посилання сучасних структурних теорій полягає в тому, що бетон являє собою неоднорідне гетерогенне тіло.



**Рис. 1.3.** Взаємозв'язок між міцністю при стиску  $R_{ct}$  та середнім розміром пор цементного каменю

Наявність пор і тріщин – невід'ємна особливість будови бетону. Як тріщини при визначеному масштабному рівні можуть прийматися капілярні й інші пори.

Дефекти структури і насамперед тріщини цементного каменю і бетону можна розділити на технологічні (або спадкові) і експлуатаційні (за В.М.Вировим та В.С.Дорофєєвим). До першого відносять дефекти, утворені при технологічній переробці матеріалу. Експлуатаційні дефекти утворюються під впливом експлуатаційних навантажень. Кожен вид дефектів проходить певну еволюцію від зародження до перетворення в тріщину, яка необоротно розвивається.

Поліструктурність бетонів впливає на роботу конструкцій при навантаженні. При різних рівнях навантаження поведінка бетонів є різною. При малих рівнях навантаження переважають



процеси, пов'язані з перерозподілом зусиль, обумовлених технологічними факторами і концентрацією напружень від зовнішніх впливів. Ці процеси призводять до переходу технологічних мікрodefektів в експлуатаційні. На середніх рівнях навантаження поведінка бетону характеризується взаємодією і розвитком defektів, об'єднанням їх. При навантаженнях, близьких до руйнівних, основну роль грає перерозподіл зусиль у конструкції, трансформація мікротріщин у магістральні макротріщини.

Зародження тріщин пов'язують, як правило, з переміщенням і видозміною дислокацій у кристалічних ґратках. Для гетерогенного матеріалу, яким є бетон, на зародження тріщин визначальний вплив мають об'ємні деформації, розбіжність температурних і вологісних деформацій окремих компонентів, стиснені деформаційні ефекти, седиментаційні явища, температурні і вологісні градієнти, осмотичні явища, корозійні впливи середовища експлуатації.

Процес руйнування бетону може розглядатися як розвиток тріщин, що виникають, як правило, на контакті матриці (цементний камінь) і заповнювача при виготовленні і твердінні бетону до їхнього злиття в наскрізні тріщини. Коли міцність заповнювача не перевищує міцність матриці, тріщини можуть поширюватися й у зерна заповнювачів.

Дослідження, виконані Ю.М.Баженовим, А.Ф.Щуровим і В.М.Мамаєвським із залученням електронного скануючого мікроскопу і малокутової рентгенографії, показали, що процес руйнування бетону починається з зародження і розвитку мікротріщин відколу в кристалітах гідросилікатів – продуктів твердіння цементу, які розташовані поблизу концентраторів напружень (пор і інших технологічних defektів). Поширення тріщин від одного зерна до іншого до остаточного макроруйнування стає можливим, коли вільна пружна енергія є достатньою не тільки для утворення нових поверхонь магістральної тріщини, але і для компенсації додаткової роботи, яка іде на пластичні деформації та утворення східчастих поверхонь відколу. Умова поширення тріщини в



полікристалічних матеріалах виражається рівнянням Гріффітса–Орована:

$$\sigma = \sqrt{E\nu/d_{cp}} = kd_{cp}^{-1/2}, \quad (1.9)$$

де  $\sigma$  – напруження;

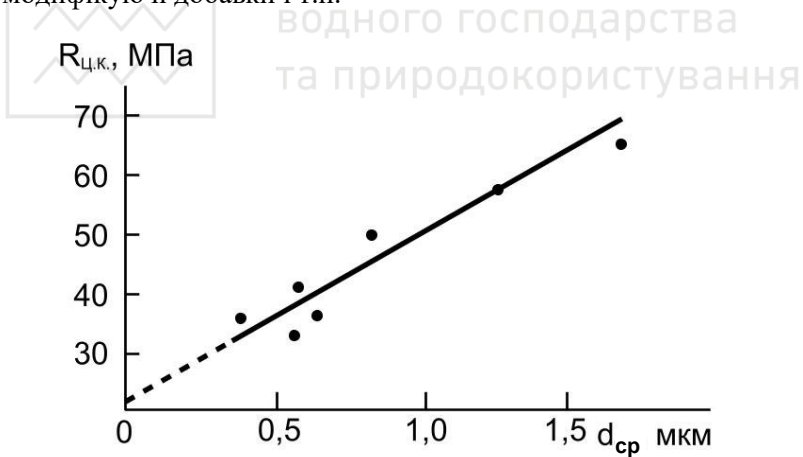
$E$  – модуль пружності;

$\nu$  – ефективна енергія руйнування;

$d_{cp}$  – середній розмір кристаліта;

$k = (E\nu)^{-1/2}$  – коефіцієнт в'язкості руйнування.

Для пористих тіл у формулу (1.9) необхідне введення коефіцієнтів, що враховують пористість і інші дефекти. Експериментально підтверджена залежність (1.9) (рис.1.4) показала істотний вплив на міцність цементного каменю дисперсно–кристалітної структури гелю гідросилікатів, якою можна керувати, змінюючи умови твердіння, вводячи різні модифікуючі добавки і т.п.



**Рис. 1.4.** Залежність міцності цементного каменю  $R_{ц,к}$  від середнього розміру кристалітів  $d_{cp}$  (за Ю.М. Баженовим)

За гіпотезою О.Є.Шейкіна міцність і ряд інших фізико–механічних властивостей бетону залежать від відношення





абсолютного об'єму, зайнятого кристалічним зростком в одиниці об'єму цементного каменю, до абсолютного об'єму гелю. Вказане відношення, в основному, обумовлене мінералогічним складом цементу. Гіпотеза Шейкіна не передбачає утворення і розвиток мікротріщин відриву і не виявляє роль заповнювачів.

О.О.Гвоздев, аналізуючи експериментально встановлені факти утворення мікротріщин розриву, зв'язав їх з аналізом полів напружень у бетоні. Поле напружень, викликане навантаженням, взаємодіє з полем напружень, викликаним неоднорідністю матеріалу, в результаті чого виникають місцеві концентрації напружень, які приводять до тріщин розриву. Як показали дослідження О.Є.Десова, напруження в місцях концентрації в кілька разів перевищують напруження, викликані навантаженням.

Рух дислокацій, з яким зв'язане утворення і розвиток мікротріщин, пов'язаний з часом дії навантаження. Зі збільшенням швидкості навантаження процес протікає з меншою повнотою, має місце т.зв. "запізнення деформацій", що призводить у кінцевому рахунку до необхідності створення більшого напруження для руйнування бетону.

На механізм руйнування матеріалу здійснює вплив навколишнє середовище. При фізичній адсорбції молекул води зменшується поверхнева енергія, що згідно із рівнянням Гріффітса (1.9), знижує граничне напруження. При навантаженні бетону волога починає пересуватися по капілярах, проникає в устя мікротріщин і полегшує руйнування. При підвищенні інтенсивності навантаження швидкість переміщення рідкої фази відстає від швидкості тріщиноутворення і негативний вплив вологості на міцність бетону зменшується. Існують експериментальні дані, що при швидкому навантаженні водонасичений бетон може виявитися міцнішим за сухий.

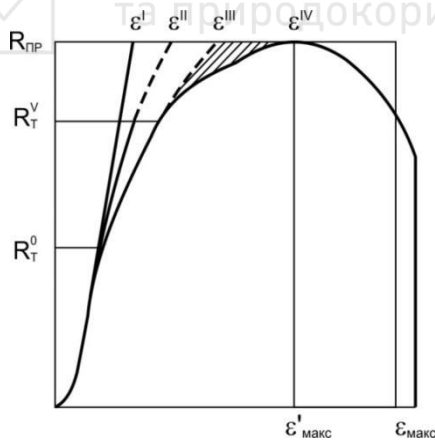
Міцнісні властивості бетону пов'язані з його деформаціями, що виникають при навантаженні. По зміні об'єму бетону в процесі навантаження, установленій тензометричними вимірами і за зміною швидкості ультразвукових імпульсів О.Я.Бергом визначено, що при стиску



відбуваються послідовні процеси ущільнення, розущільнення і руйнування структури бетону.

Ущільнення і зміцнення бетону має місце при довгостроково діючих невеликих навантаженнях на бетон. Як показують рентгеноструктурні дослідження, при такому навантаженні зразків підвищується ступінь гідратації цементу, змінюються параметри структури цементного каменю.

У процесі навантаження бетону фіксуються дві параметричні точки (рис. 1.5). Перша з них відповідає напруженню  $R_m^0$ , при якому, на думку О.Я.Берга, виникають мікротріщини (*границя мікроруйнувань*). Вона характеризується початком зміни ступеня зменшення об'єму матеріалу, тобто початком збільшення відношення поперечних деформацій до подовжніх  $\Delta\varepsilon_2/\Delta\varepsilon_1$ , і найменшим часом проходження ультразвукового імпульсу через зразок перпендикулярно до напрямку дії зусилля стиску. Напруження  $R_m^0$  змінюється від  $0,4R$  для бетонів нижчих марок до  $0,75R$  для високоміцних бетонів.




**Рис. 1.5.** Діаграма стиску бетону та компоненти повної величини деформації:  $\varepsilon^I$  – пружна деформація;  $\varepsilon^{II}$  – деформація повзучості;  $\varepsilon^{III}$  – пластична деформація (вище межі  $R_m^0$ );  $\varepsilon^{IV}$  – пластична деформація (вище межі  $R_m^v$ ).



Друга параметрична точка, яка позначає *верхню умовну границю мікротріщин*, відповідає напруженню  $R_m^v$ , при якому вони досягають такого ступеня розвитку, що можуть бути виявлені оптичним мікроскопом. Ця точка характеризується початком збільшення об'єму зразка, тобто досягненням значення  $\Delta\varepsilon_2 / \Delta\varepsilon_1 = 0,5$ , і зростанням часу проходження ультразвукового імпульсу до вихідного значення. На думку О.Я.Берга напруження  $R_m^v$  є абсолютною *границею витривалості* бетону при дії багаторазово повторюваного навантаження.

Для важких бетонів у віці більше 28 діб зв'язок між  $R_m^0$  і  $R_m^v$  з призмовою міцністю ( $R_{np}$ ) виражається емпіричними рівняннями:


$$R_m^0 / R_{np} = 0,351g R_{np} - 0,5, \quad (1.10)$$

$$R_m^v / R_{np} = 0,351g R_{np} - 0,175. \quad (1.11)$$

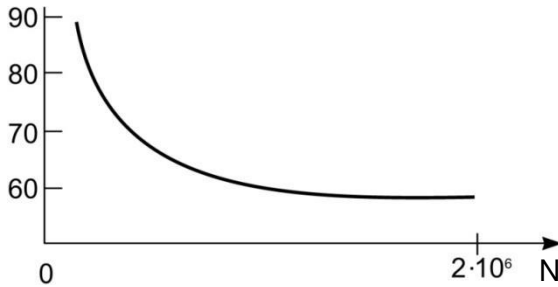
При багаторазово повторюваній (циклічній) дії навантаження мікротріщини в бетоні виникають задовго до руйнування, яке має т.зв. втомлюванісний характер. Цей процес протікає більш інтенсивно, ніж у випадку статичного навантаження. При дії статичного навантаження місцеві перенапруження можуть релаксувати внаслідок прояву в'язких властивостей матеріалу, вирівнювання полів напружень і деформацій.

При багаторазових високочастотних (вібраційних) навантаженнях зменшуються в'язкі зв'язки, підвищується температура в мікрооб'ємах бетону, що сприяє тріщиноутворенню.

Здатність бетону чинити опір втомлюванісному руйнуванню характеризує його *витривалість* (рис. 1.6).



$$\left(\frac{R_{\sigma}^N}{R_{\sigma}}\right) 100\%$$



**Рис. 1.6.** Схема залежності відносної границі витривалості бетону від кількості циклів навантаження N:

$R_{\sigma}^N, R_{\sigma}$  – відповідно міцність бетону через N циклів та початкова міцність

Безпечне напруження, при якому бетон може сприймати багаторазово повторюване навантаження протягом практично необмеженого часу, називається *границею втоми*  $\sigma_v$ . Величина відносної границі витривалості  $K_v$  ( $K_v = \sigma_v / R_{сж}$ ) залежить від структури бетону, виду й особливостей вихідних матеріалів, умов твердіння і віку бетону. Так, за даними І.М.Грушко в залежності від виду заповнювачів через 1 млн. циклів  $K_v$  коливається від 0,7 до 0,38. Відносна межа (коефіцієнт) витривалості практично лінійно пов'язана із відношенням міцностей на розтяг або згин і стиск.

При  $\sigma > \sigma_g$  розвивається нестійке деформування і бетон руйнується. При  $\sigma \leq \sigma_g$  має місце зміцнення бетону в результаті активації фізико-хімічних процесів структуроутворення і перерозподілу напружень між його структурними елементами.

За даними І.М.Грушко між максимальним напруженням і  $\lg N$  при пульсуючому навантаженні ( $N$  – число циклів навантаження) існує лінійна залежність. Число циклів навантаження до руйнування можна знайти за емпіричною формулою:

$$N = N_0 e^{-(\sigma - \sigma_g) \operatorname{tg} \varphi}, \quad (1.12)$$

де  $N_0$  і  $\operatorname{tg} \varphi$  – коефіцієнти.



Втюмлюванісна міцність бетону обумовлена, в першу чергу, мікроструктурою бетону. Межа втоми максимальна при оптимальному водоцементному відношенні, як правило, в межах 0,4...0,5. На втюмлюванісну міцність сприяливо впливають добавки ПАР, добавки електролітів, як правило, знижують  $\sigma_u$ .

Багаторазове навантаження поділяють на навантаження з несиметричним циклом, коли в бетоні виникають напруження одного знаку (або стиск, або розтяг) і на навантаження із симетричним циклом, коли до бетонного зразка прикладається навантаження різних знаків. Найбільш часто зустрічаються навантаження несиметричними циклами зі зміною навантаження в часі за синусоїдальним циклом.

Впливом пульсуючого і вібраційного навантаження випробують конструкції мостів, дорожніх покриттів, шпал, фундаментів під устаткування, підкранових колій та ін. Такі навантаження звичайно носять динамічний характер, оскільки час зміни навантаження від мінімальних до максимальних значень вимірюється частками секунди. Динамічний характер носить руйнування бетону при сейсмічному впливі. Опір бетону дії сейсмічного навантаження характеризується *коефіцієнтом сейсмостійкості* – відношенням фактичного значення критичного прискорення збурюючої сили, яка викликає руйнування, до величини границі міцності. За інших рівних умов кращий опір сейсмічному впливу чинять легкі бетони, бетони з високим співвідношенням міцності на розтяг до міцності на стиск.

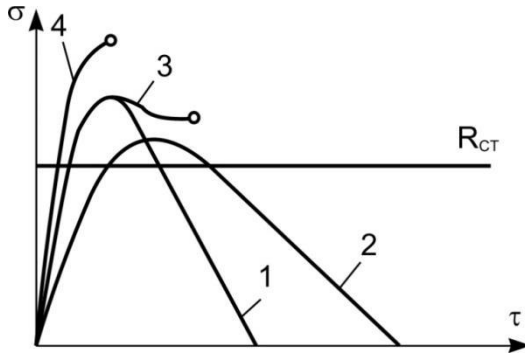
Поряд з багаторазовим у певних умовах бетон може зазнавати однократного динамічного навантаження. Воно викликається вибуховим, ударним, одноразовим рухливим та деякими іншими навантаженнями (рис.1.7).

Ю.М.Баженов поділяє однократні динамічні навантаження на три види:

- загального характеру, коли напруження в бетоні зростає до максимальних значень за 0,01-1 с;
- ударні – при часі навантаження меншим за 0,01с з і досить нерівномірним за об'ємом напруженим станом;



- вибухові, які характеризуються особливо високою швидкістю навантаження, що викликає місцеві перевантаження і руйнування бетону.



**Рис. 1.7.** Режими динамічного навантаження бетону (напруження  $\sigma$  – час  $\tau$ ) при яких він не зруйнувався 1, 2 і зруйнувався 3, 4

Головним показником, який визначає поведінку бетону при динамічному навантаженні служить *коефіцієнт динамічного зміцнення*  $K_{д.з}$ , тобто відношення міцності бетону при динамічному навантаженні до його статичної міцності. *Динамічна міцність* бетону особливо чутлива до наявності дефектів і мікротріщин у бетоні і насамперед у контактній зоні. Зі збільшенням дефектності структури бетону в міру підвищення В/Ц динамічна міцність бетону знижується більш помітно, ніж знижується його статична міцність.

Коефіцієнт динамічного зміцнення пов'язаний з часом навантаження  $\tau$  залежністю типу:

$$K_{д.з} = a - b \lg \tau, \quad (1.13)$$

де  $\tau$  – час навантаження;  
 $a$  і  $b$  – емпіричні коефіцієнти.

При навантаженні бетону за 1с  $K_{д.з}$  зростає на 15–30%, а за 0,03 с вже на 30...50%.



При тривалому навантаженні бетонний зразок може руйнуватися при напруженнях менших, ніж його граничний опір. *Границею тривалого опору бетону* ( $R_{\sigma\tau}$ ) називають найбільші напруження, які він може витримати необмежено довгий час без руйнування (десятки років і більше). Експериментально встановлено, що статичні напруження, значення яких менші приблизно  $0,8R_{\sigma}$ , не викликають руйнування зразка при будь-якій тривалості навантаження, тому що розвиток виникаючих у бетоні мікроруйнувань згодом припиняється (*ефект "самозаліковування"*).

Запропоновано ряд формул, які дозволяють більш диференційовано підходити до оцінки тривалої міцності бетону. Так, для "старих" важких бетонів звичайних класів (до С30) задовільні результати дає формула:

$$R_{\sigma\tau} / R_{\sigma} = 0,92 - 0,041g(\tau - \tau_1), \quad (1.14)$$

де  $\tau_1$  – вік бетону в момент навантаження.

Для бетонів класів С30 і вище можна користуватися залежністю:

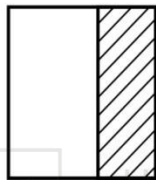
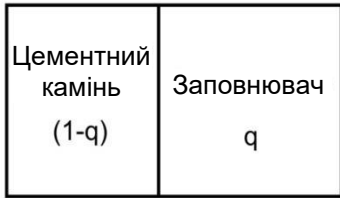
$$R_{\sigma\tau} / R_{\sigma} = 0,351g R_{\sigma} + 0,175. \quad (1.15)$$

Ступінь зниження тривалої міцності залежить від тривалості і режиму попередніх силових впливів. Так, тривала міцність бетону на стиск, якщо він знаходився в умовах тривалого стиску до напруження не більше  $0,6R_{\sigma}$ , підвищується, а на розтяг – знижується.

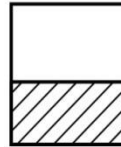
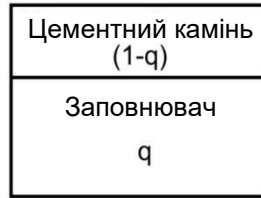
Розкриттю механізму руйнування бетону при його навантаженні сприяють дослідження, засновані на моделюванні структури бетону як композиційної системи. Для виявлення ролі окремих компонентів бетону у формуванні їх міцності звичайно розглядають структурні моделі двохкомпонентних систем: для бетонів – цементний розчин – крупний заповнювач і для розчинів – цементний камінь – дрібний заповнювач (рис.1.8).



а) природокористування



б)



**Рис. 1.8.** Схема будови бетону (за Гансеном):

а – легкого; б – важкого

$\sigma_{цк}$  – напруження, які розвиваються в цементному камені, при навантаженні бетону;

$\sigma_3$  – напруження, які розвиваються в заповнювачі.

До числа перших робіт у цьому напрямку відноситься дослідження Б.Г.Скрамтаєва, у якому розподіл зусиль між цементним каменем і заповнювачами прийнятий пропорційним їхнім модулям пружності і відносним об'ємним вмістам. Однак розрахунки виявилися далекими від результатів дослідів. Справді, якщо виходити із зазначеної гіпотези варто очікувати, що міцність цементного розчину виявиться вищою за міцність цементного каменю, оскільки міцність і модуль пружності кварцевого піску вищі, ніж цементного каменю. В дійсності міцність розчину нижче міцності цементного каменю.

За Б.Г.Скрамтаєвим найбільш обґрунтованою гіпотезою є руйнування бетону внаслідок поперечного розширення при стиску.





Формули, у яких використовується принцип пропорційності розподілу зусиль між цементним каменем (розчином) і заповнювачем, мають вигляд:

$$R_{\sigma} = V_p R_p + V_z R_z, \quad (1.16)$$

або

$$R_{\sigma} = R_p \left( V_p + V_z E_z / E_p \right), \quad (1.17)$$

де  $R_{\sigma}$ ,  $R_p$  і  $R_z$  – межі міцності відповідно бетону, розчинової складової і заповнювача;

$E_z$  і  $E_p$  – модулі пружності заповнювачів і розчинової складової;

$V_z$  і  $V_p$  – їхні відносні об'єми в бетоні.

Наведені формули дають завищені результати, оскільки припускають, що міцність заповнювача повністю використовується в бетоні. В дійсності використовується міцність заповнювача у важкому бетоні  $R_z^{зук} \approx 1,2R_{\sigma}$  (рис.1.9).

Відповідно до гіпотези О.Є. Шейкіна міцність бетону при осьовому стиску визначається граничною розтягнуваністю кристалічного зростку цементного каменю в напрямку, нормальному до дії зовнішньої сили, однак при збереженні зчеплення із заповнювачами. Вона може бути описана наступним рівнянням:

$$R_{\sigma} = \frac{R_{ц.к}}{1 - \frac{(\mu_{ц} E_z - \mu_z E_{ц.к})(1 - \Theta) q_z}{(E_{ц.к} q_{ц} + E_z q_z) \mu_{ц}}}, \quad (1.18)$$

де  $R_{ц.к}$  – міцність цементного каменю;

$\mu_{ц}$ ,  $\mu_z$  – коефіцієнти Пуассона (коефіцієнти поперечних деформацій) цементного каменю і заповнювачів;

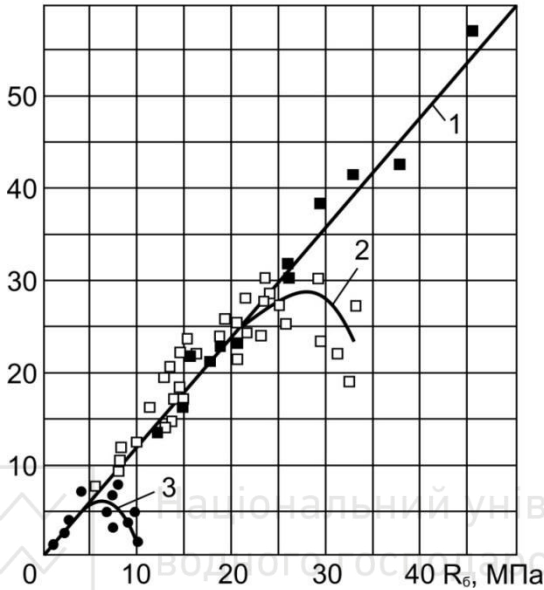
$\Theta$  – коефіцієнт проковзування при частковому порушенні зчеплення цементного каменю із заповнювачами;

$q_{ц}$  і  $q_z$  – об'єми цементного каменю і заповнювачів в одиниці об'єму бетону;

$E_{ц.к}$  й  $E_z$  – модулі пружності цементного каменю і заповнювача.



$R_{3,}^{ВИК}$ , МПа



**Рис. 1.9.** Ступінь використання міцності заповнювачів в бетонах різної міцності:

1 – гранітний щебінь; 2 – аглопорит; 3 – керамзит

З формули (1.18) випливає, що в залежності від пружних характеристик заповнювачів і їхнього зчеплення з цементним каменем міцність бетону може бути більшою або меншою міцності цементного каменю. При максимальній міцності бетону зчеплення заповнювачів з цементним каменем не порушене ( $\Theta=0$ ). Якщо власна міцність заповнювачів не менше міцності цементного каменю, то вона не здійснює безпосереднього впливу на міцність бетону. При всіх рівних умовах міцність бетону тим більша, чим більший модуль пружності крупного заповнювача і краще його зчеплення з цементним каменем.

Й.М.Ахвердовим, для виявлення зв'язку між міцністю бетону і механічними властивостями заповнювача, використана термодинамічна теорія міцності твердих тіл. Пружна енергія



( $W$ ), яка витрачається на утворення нових поверхонь при руйнуванні, пропорційна квадрату міцності бетону:

$$W = R_{\sigma}^2 / 2. \quad (1.19)$$

Розв'язавши диференціальне рівняння в межах зміни об'ємних концентрацій компонентів двохкомпонентної моделі бетону і виконавши перетворення, Й.М.Ахвердов одержав формулу міцності бетону як функцію міцності розчину  $R_p$  і об'ємної концентрації заповнювача  $V_3$ :

$$R_{\sigma} = R_p \left( 1 - \frac{\alpha_{np}}{2} K_3 V_3 \right), \quad (1.20)$$

де  $\alpha_{np}$  – коефіцієнт, що визначає вплив структурної неоднорідності матриці і міцності зчеплення;

$K_3$  – коефіцієнт, що залежить від ступеня насичення бетону крупним заповнювачем.

Хоча до теперішнього часу виконана велика кількість досліджень напружено-деформованого стану і механічної взаємодії елементів структури бетону, структурна теорія міцності бетону також як загальна теорія міцності композиційних матеріалів є далекою від завершення і активно розвивається.



## 2. ТВЕРДІННЯ І ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ БЕТОНУ

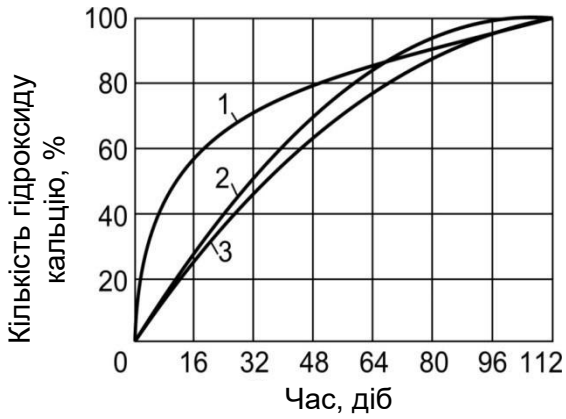
Твердіння бетону включає комплекс процесів гідратації цементу, а також фізико–хімічні процеси структуроутворення цементного каменю і штучного конгломерата цементний камінь – заповнювач. Активну роль у твердінні бетону і формуванні його властивостей відіграють вода замішування, заповнювачі і добавки, що вводяться в бетонну суміш.

### 2.1. Твердіння і структура цементного каменю

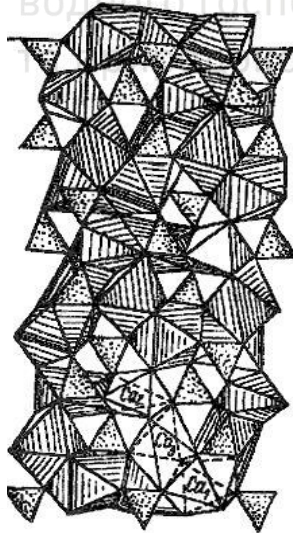
**Гідратація цементу.** Твердіння цементу відбувається в результаті комплексу складних хімічних і фізико–хімічних процесів. До хімічних процесів при твердінні цементу можна віднести процеси гідратації, гідролізу та обмінної взаємодії, що протікають при замішуванні цементу водою. Склад новоутворень визначається хімічною природою безводних сполук, співвідношеннями твердої і рідкої фази, температурними умовами. Вода в процесі взаємодії з цементом насичується гідроксидом кальцію, що є продуктом гідролізу клінкерних мінералів (рис. 2.1), гіпсом і лугами, які містяться в цементі. Наявність і концентрація цих речовин у рідкій фазі цементу, що твердіє, істотно впливає на склад гідратних новоутворень.

Гідратаційна активність мінералів портландцементного клінкера залежить від їхньої кристалохімічної природи. Зокрема, для основного мінералу портландцементного клінкера – аліту – характерним є нерегулярна координація іонів кальцію і наявність "порожнин", які прилягають до цих іонів, що викликає спотворення електростатичного поля між іонами, що обумовлює високу енергію ґратки  $C_3S$ .

Кристалохімічним критерієм гідратаційної активності силікатів кальцію є наявність у їхній структурі ізольованих тетраедрів  $[SiO_4]^{4-}$  (рис. 2.2). Висока гідратаційна активність алюмінатних мінералів обумовлена можливістю структурних перетворень, їй сприяє нестабільність тетраедричної концентрації  $Al^{3+}$  в кристалічній ґратці цих мінералів (рис. 2.3).



**Рис.2.1.** Швидкість утворення  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  при гідратації силікатів кальцію: 1 –  $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ ; 2 –  $\beta - 2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ ; 3 –  $\gamma - 2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$



**Рис.2.2.** Переріз структури  $\text{C}_3\text{S}$  площиною

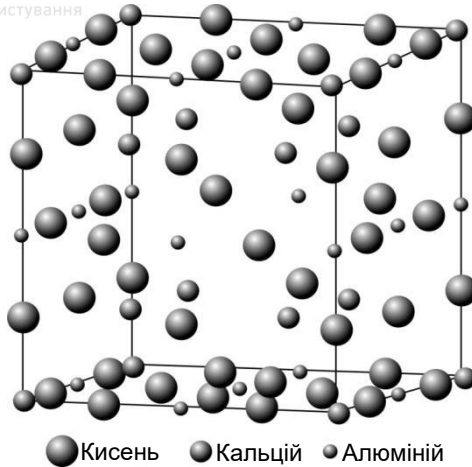
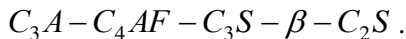


Рис.2.3. Структура елементарної комірки  $C_3A$

В.І. Бабушкіним було показано, що сума ентропій оксидів менше ентропії клінкерних мінералів, що характеризує менший ступінь упорядкованості їх структур і термодинамічну нестійкість. Усі клінкерні мінерали по величині від'ємного значення ізобарно-ізотермічного потенціалу реакцій гідратації розташовуються в ряд, що узгоджується з їхньою гідратаційною активністю:



Основні клінкерні мінерали-силікати при взаємодії з водою утворюють *гідросилікати кальцію* – слабкозакристалізовані сполуки, що мають змінний склад (рис.2.4, 2.5).

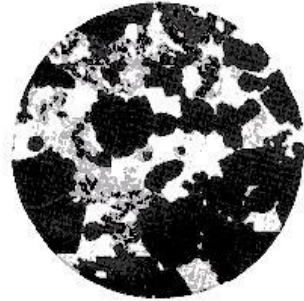
Гідросилікати з молярним співвідношенням  $Ca:Si=0,8...1,5$  за класифікацією Х.Тейлора позначаються  $CSH(I)$ , а Р.Богга  $CSH(B)$ , з  $Ca:Si>1,5$  відповідно  $CSH(II)$  і  $C_2SH_2$ . Склад і морфологія гідросилікатної фази, яка утворюється в просторі, спочатку зайнятому цементним зерном і водою, різні в зовнішніх і внутрішніх частинах зерна (рис. 2.6). "Зовнішній" продукт гідратації містить більше іонів  $Ca^{2+}$ , однак кількість його вкрай мала в порівнянні із вмістом "внутрішнього"



гідросилікату. Дослідження із застосуванням електронної мікроскопії показали, що співвідношення  $Ca:Si$  при гідратації  $C_3S$  змінюється: спочатку воно різко знижується, а потім швидко і згодом повільно підвищується до 1,5...2.



а

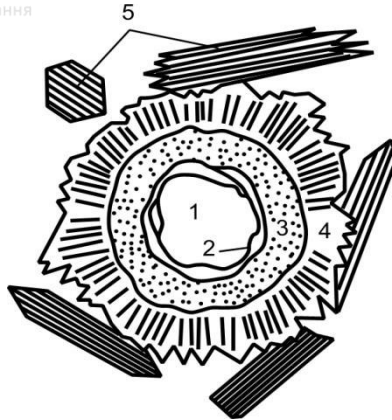


б

**Рис.2.4.** Мікрофотографія портландцементного клінкеру:  
а) гідратованого протягом 24 год; б) 3 доби (зб. 6000)



**Рис.2.5.** Синтетичний гідросилікат CSH(B)



**Рис.2.6.** Схематичне зображення реагуючого з водою зерна  $C_3S$ :  
1 – негідратоване ядро; 2 – первинний гідрат  $C_3SH_x$ ; 3 – вторинні дрібнокристалічні гідросилікати кальцію (внутрішній продукт);  
4 – третинні кристалічні гідросилікати кальцію (зовнішній продукт); 5 – окремі крупні кристали, дендрити.

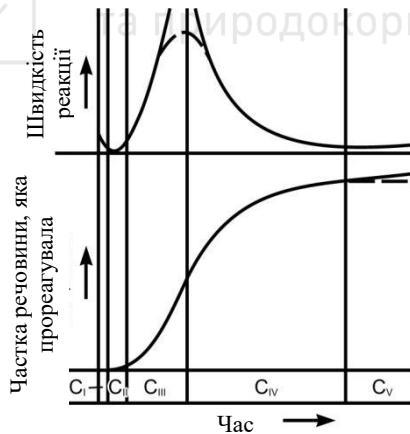
Гідросилікати кальцію є основною фазою цементного каменю – (C-S-H-фаза). Вже через одну добу твердіння цементного каменю в електронному мікроскопі можна бачити кристали гідросилікату кальцію, розташовані на поверхні основного мінералу цементу – аліту ( $C_3S$ ). Виростаючи, ці кристали поступово перекривають поровий простір. Гідросилікати кальцію відрізняються основністю (молярним відношенням  $CaO$  до  $SiO_2$ ), що залежить від концентрації  $CaO$  в рідкій фазі. При гідратації мінералів – силікатів цементу в тісті (рідка фаза насичена вапном, концентрація  $CaO > 1,2$  г/л) утворюються гідросилікати складу  $C_2SH_2$  зі співвідношенням  $CaO:SiO_2 > 1,5$ , при гідратації в суспензії і концентрації  $CaO = 0,08 \dots 1,12$  г/л утворюються гідрати зі зниженою основністю типу  $CSH(V)$ .

В даний час запропоновані різні механізми утворення гідратів клінкерних мінералів. Процес гідратації, враховуючи, що її швидкість змінюється з часом, можна розбити на кілька періодів. Відносно  $C_3S$  (рис.2.7) перший період починається





відразу після змішування  $C_3S$  з водою і триває 3...5 хв. У цей період відбувається сорбція води зерном  $C_3S$  і паралельно протікає його розчинення на товщину приблизно одного молекулярного шару. Іони, що перейшли в розчин, гідратуються і осаджуються у вигляді гідрату  $C_3S \cdot H_2O$  на поверхні вихідного зерна. Потім процес різко сповільнюється і настає т.зв. індукційний період, що триває 0,5...3 години. Третій період – період прискорення – характеризується перетворенням метастабільних гідросилікатів у тоберморитовий гель складу  $2CaO \cdot SiO_2 \cdot nH_2O$ . До кінця періоду прискорення товщина шару гідросилікатів досягає 200 мкм, кристали  $Ca(OH)_2$  зростають до 50...100 мкм і обволочують зерна  $C_3S$ . Шар продуктів гідратації навколо зерна ущільнюється, що призводить до падіння коефіцієнтів дифузії і викликає знову уповільнення процесу. На останній п'ятій стадії утворюється лише невелика кількість продуктів гідратації  $C_3S$ . Ця стадія контролюється процесом дифузії.



**Рис.2.7.** Класифікація стадій твердіння  $C_3S$  за Р.Кондо і М.Даймоном:  
 $C_I$ – $C_V$ – періоди твердіння

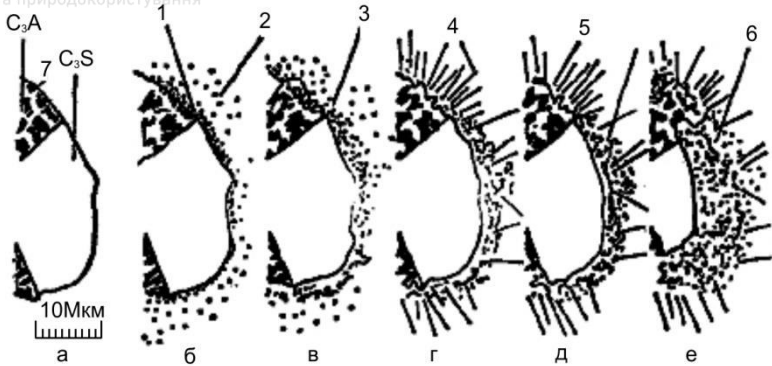


У порівнянні з трикальцієвим силікатом гідратація  $\beta$ - $C_2S$  відбувається повільно, особливо в початковий період твердіння. За даними Ю.М.Бутта та В.В.Тімашева ступінь гідратації  $\beta$ - $C_2S$ , % складає через 1 добу – 5...10, 28 діб – 30...50, тоді як для  $C_3S$  через 1 добу – 25...35, 28 діб – 78...80.

Високою гідратаційною активністю характеризуються алюмінати кальцію. Первинними продуктами гідратації алюмінатної фази цементу є переважно гексагональні *гідроалюмінати* кальцію типу  $C_4AH_{14}$ , що переходять у кубічний  $C_3AH_6$ . Умовою стабільного існування  $C_4AH_{14}$  є пересичення рідкої фази іонами  $Ca^{2+}$ . Кубічна форма ( $C_3AH_6$ ) може утворитися в результаті безпосередньої гідратації  $C_3A$  при  $80^\circ C$  або більш високій температурі. При низьких водотвердих відношеннях і високій температурі пряме утворення  $C_3AH_6$  може істотно підвищити міцність.

Гіпс, що вводиться в цемент для регулювання строків тужавлення, підвищення активності силікатів, утворює в залежності від концентрації  $Ca(OH)_2$  у рідкій фазі *гідросульфоалюмінати* трьох- або моносульфатної форми (рис.2.8). Кристали гідросульфоалюмінату трисульфатної форми ( $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 31H_2O$ ) – *етрингіту* (рис. 2.9) мають голчасту або призматичну форму й утворюються поблизу поверхні зерен  $C_3A$  і в міжзерновому просторі. Кристали гідросульфоалюмінату моносульфатної форми ( $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ ) мають пластинчасту форму, вони утворюються при знижених концентраціях  $Ca(OH)_2$  і сульфату кальцію.

Еترینгіт нестійкий у водних розчинах з вмістом  $CaO$  менше 0,027 г/л. У межах  $70...110^\circ C$  він спочатку дегідратується, поки кількість води не складе  $8...10H_2O$ , а потім розкладається з утворенням моносульфатної форми і гіпсу. Обидві форми гідросульфоалюмінату розкладаються також і при автоклавній обробці ( $170...200^\circ C$ ) з утворенням  $C_3AH_6$  і напівводного гіпсу або ангідриту. Густина трьохсульфатної форми  $1,73 \text{ г/см}^3$ , односульфатної –  $1,95 \text{ г/см}^3$ .



**Рис. 2.8.** Розвиток мікроструктури під час гідратації портландцементу:

а – негідратоване зерно (показане в збільшеному масштабі);

б – гідратоване протягом 10 хв; в – те саме, 10 год; г – 18 год;

д – 1–3 доби; е – 14 діб;

1 – гель; 2 – зародки високосульфатної гідросульфоалюмінатної фази; 3 – "зовнішній" CSH; 4 – прутики еtringіту;

5 – гексагональні алюмоферитні фази; 6 – "внутрішній" CSH; 7 – проміжна фаза



**Рис.2.9.** Утворення кристалів еtringіту в цементній системі, що гідратується

Залізовмісна фаза цементу гідратується в нормальних умовах з утворенням гексагональних і кубічних гідроалюмінатів



кальцію, а також аморфного *гідрофериту* кальцію. Після автоклавної обробки алюмоферити кальцію дають кубічний гідроалюмінат, гідроксид кальцію і оксид заліза. Останній утворюється в результаті розкладання аморфного гідрофериту кальцію.

Гідроферити кальцію подібно гідроалюмінатам утворюють комплексні сполуки з гіпсом. Відомі *гідросульфферити* кальцію  $3\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot(30-32)\text{H}_2\text{O}$  та  $3\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot\text{CaSO}_4\cdot 12\text{H}_2\text{O}$ .

До складу цементного каменю, крім гідратів – продуктів взаємодії основних мінералів цементу з водою, входять тверді розчини гідроалюмінатів і гідроферитів, а також *гідрогранати* – продукти взаємодії клінкерного скла з водою, вільні CaO (0,5...1%), MgO (до 5%), лужні сполуки ( $\text{Na}_2\text{O}+\text{K}_2\text{O}$ )<1%). Кристали гідратних новоутворень у цементному камені мають розміри, як правило, менші 1 мкм і видимі лише при збільшенні, що досягаються електронним мікроскопом. За формою кристали гідратів можуть бути призматичними або голчастими, у вигляді гексагональних пластинок, деформованих тонких лусочок, зерен. Переважна маса кристалів у продуктах гідратації цементу має форму тонких листків і деформованих пластинок товщиною в кілька молекулярних шарів, які за складом є гідросилікатами кальцію зниженої основності (*тоберморитоподібний гель*). Певна їх частина має аморфну структуру.

Еtringіт найчастіше в цементному камені представлений призматичними кристалами, гідроалюмінати, гідроферити і  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  знаходяться у формі гексагональних пластинок.

Реакції гідратації починаються практично відразу після замішування цементу водою. Через кілька хвилин рідка фаза стає пересиченою відносно гідроксиду кальцію, який виділяється при гідролізі аліту, і сульфату кальцію. На часточках алюмінату і алюмофериту утворюється кірка кристалів еtringіту, яка під тиском кристалізації розривається, що сприяє подальшому проходженню реакції.

Аналіз даних електронно – мікроскопічних та кристалохімічних досліджень показує, що процес утворення



гідратів починається з протонізації поверхні – передачі протона від молекул води атомам кисню. Це, у кінцевому рахунку, призводить до розчинення мінералів і кристалізації гідратів з рідкої фази. Відповідно до сучасних уявлень на початковій стадії взаємодії цементу з водою замішування на активних ділянках поверхні відбувається гідролітична дисоціація з виходом  $\text{Ca}^{2+}$  і  $\text{OH}^-$  у рідку фазу. У результаті на частках в'язучих утворюється поверхневий шар, представлений угрупованнями силікатних іонів  $(\text{H}_2\text{SiO}_4)^-$ ,  $(\text{H}_4\text{Si}_2\text{O}_7)^{2-}$ . Наприкінці індукційного періоду під дією осмотичного тиску відбувається розрив поверхневої плівки.

У перші 60...100 хв гідратації кількість гідратних фаз є відносно невеликою. Виникаючі волокна гідросилікатів мають довжину  $5...10 \cdot 10^{-9}$  м і діаметр  $0,1...0,2 \cdot 10^{-9}$  м.

"Внутрішнім" продуктом гідратації аліту і беліту є гідросилікати зі співвідношенням  $\text{Ca}/\text{Si}$  1,7...2. Для "зовнішнього" продукту співвідношення  $\text{Ca}/\text{Si}$  складає 2,6...2,7.

На склад цементного каменю впливає мінералогічний склад цементу, В/Ц, умови і тривалість твердіння. Х.Тейлор для цементного каменю (В/Ц=0,5) після річного терміну твердіння навів наступний склад (в об'ємних частках): непрореаговані клінкерні зерна – 0,05;  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  – 0,11;  $\text{CaCO}_3$  – 0,01;  $\text{CSH}$  – 0,37; алюмінатні та алюмоферитні утворення – 0,15; мікропори – 0,18.

З ростом температури прискорюється взаємодія цементу з водою, що характерно для всіх хімічних реакцій. Кінетика гідратації мінералів портландцементного клінкера і їх суміші в портландцементі описується емпіричним рівнянням:

$$L = k \lg \tau + B, \quad (2.1)$$

де  $L$  – ступінь гідратації;

$\tau$  – час;

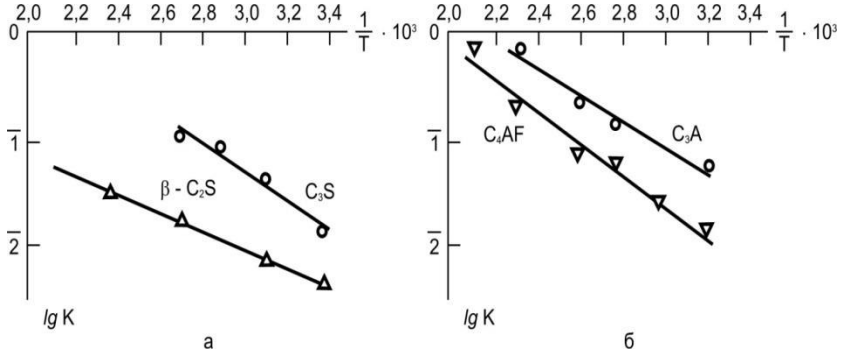
$k$  і  $B$  – константи.

Підвищення температури на  $10^\circ\text{C}$  викликає збільшення  $k$  у межах від 10 до 45% (рис. 2.10).

При зниженні температури ступінь гідратації цементу істотно зменшується (табл. 2.1). Швидкість і ступінь гідратації



цементу при від'ємних температурах можна підвищувати введенням хімічних добавок, що знижують точку замерзання рідкої фази.



**Рис.2.10.** Вплив температури на константу швидкості гідратації мономінеральних цементів (за Т.М.Берковичем):  
а –  $C_3S$  і  $\beta-C_2S$ ; б –  $C_3A$  і  $C_4AF$

Таблиця 2.1

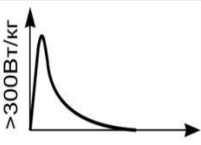
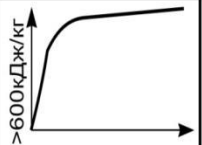
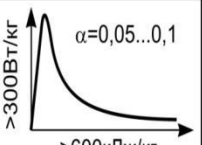
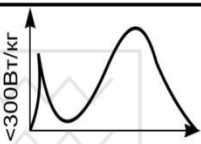
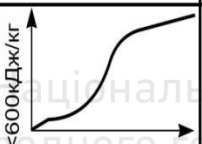
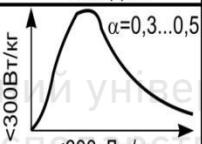
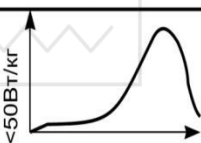

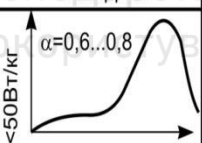
Ступінь гідратації цементу при різних температурах через 28 діб (за даними Ю.М.Бути)

Добавка		Ступінь гідратації, % при температурі, °С			
вид	кількість, % від маси цементу	20	0	-10	-20
Без добавки	—	66	39	20	1
$NaNO_2$	2	64	44	43	17
	10	67	43	42	27
$K_2CO_3$	10	55	41	46	37

Реакції твердіння цементу характеризуються тепловиділенням і зміною з часом, що залежать від властивостей цементу, водоцементного відношення, тривалості твердіння і температури. О.В.Ушеров-Маршак на основі даних



про величину і швидкість тепловиділення запропонував оригінальну класифікацію в'язучих (рис. 2.11). Зі зміною температури міняються розчинність вихідного в'язучого, склад рідкої фази, що призводить до зміни складу новоутворень.

Тип закономірності	Вигляд термокінетичної залежності			В'язучі
	$d\theta/dc=f(\tau)$	$\Theta=f(\tau)$	$d\theta/d\tau=f(Q)$	
I				CaO 2CaO·Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> 4CaO·Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ·Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
II				CaSO <sub>4</sub> ·0,5H <sub>2</sub> O 3CaO·SiO <sub>2</sub> CaO·Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> CaO·2Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
III				2CaO·SiO <sub>2</sub> Шлаки, золи

**Рис.2.11.** Термокінетична класифікація в'язучих речовин і процесів твердіння за О.В.Ущеровим-Маршаком

Період до появи першого екстремуму на кривій швидкості тепловиділення (рис.2.12) триває кілька хвилин, а потім спостерігається зниження швидкості гідратації цементу. Зменшення швидкості тепловиділення цементу обумовлено утворенням навколо цементних зерен екрануючих оболонок і їхнім ущільненням. Наступне підвищення швидкості гідратації наприкінці другого періоду обумовлене руйнуванням екрануючих оболонок. Другий екстремум відповідає часу, коли руйнування оболонок відбувається одночасно на багатьох цементних зернах.



Існують і інші гіпотези, що пояснюють виникнення піків на експериментальних кривих зміни швидкості тепловиділення. Ряд дослідників вважає, що перший екстремум на кривій (рис.2.12) обумовлений переважно гідратацією  $C_3A$ , а наступне зниження швидкості тепловиділення пояснюють зв'язуванням  $C_3A$  в гідросульфоалюмінат кальцію. Другий екстремум пояснюється прискоренням гідратації трикальцієвого силікату.

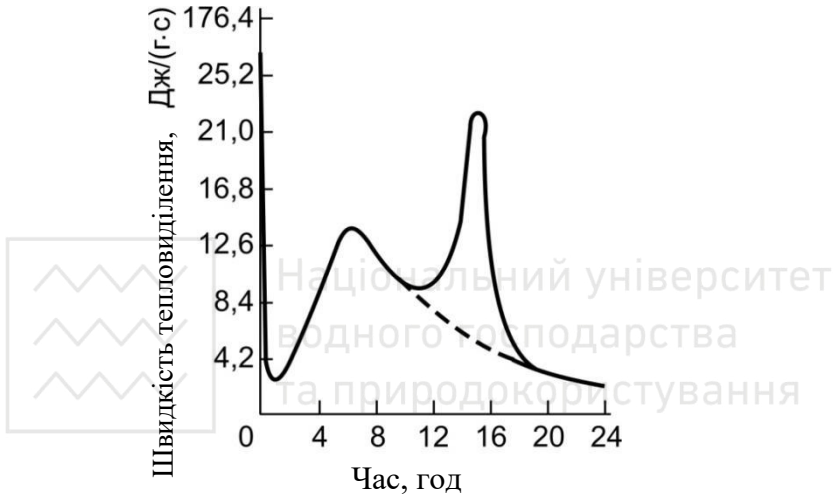


Рис.2.12. Швидкість тепловиділення в процесі гідратації цементу

Дотепер склалися два протилежних погляди на механізм гідратації цементу. Частина дослідників дотримуються так званого *крізьрозчинного механізму*, відповідно до якого процесу гідратації передуює розчинення безводних з'єднань. Ряд вчених віддає перевагу *топохімічному* або *змішаному* механізму гідратації. За топохімічним механізмом молекули води або іони  $H^+$  і  $OH^-$  приєднуються безпосередньо до поверхневих шарів кристалів з утворенням первинних гідратованих шарів і наступним переходом гідратованих іонів у розчин. За змішаним механізмом, на користь якого свідчать багато експериментальних даних, отриманих в останні роки, гідратація





відбувається спочатку внаслідок розчинення, а потім – топохімічно.

Змішаний механізм гідратації підтверджується термодинамічними розрахунками (О.Ф.Полак).

### **Твердіння і структура цементного каменю.**

Незважаючи на численні дослідження, до теперішнього часу не розроблена ще єдина теорія твердіння цементу. Перші теоретичні концепції твердіння цементу були запропоновані наприкінці ХІХ в. (А.Ле Шательє, 1887 р. і В.Міхаеліс, 1893 р.). Відповідно до теорії Ле Шательє (*кристалізаційна теорія*) гідратація цементу відбувається через розчин. Внаслідок більш високої розчинності клінкерних мінералів у порівнянні з кристалогідратами, останні, утворюючи пересичені розчини, виділяються з цементно-водної суспензії та формують кристалічний зросток.

Основне положення теорії Ле Шательє про те, що гідратація цементу відбувається через розчин, є вихідним у сучасних уявленнях про процеси твердіння мінеральних в'язучих.

За *колоїдною теорією* Міхаеліса вода безпосередньо взаємодіє з поверхнею цементних мінералів і процеси гідратації йдуть без їхнього розчинення (топохімічний механізм). Утворені колоїдні системи – гідрогелі, що зневоднюються, як вважав В.Міхаеліс, мають змінний склад в результаті "внутрішнього відсмоктування" води, що сприяє твердінню і утворенню цементного каменю. Міхаеліс не заперечував виникнення в процесі твердіння цементу кристалічних новоутворень, але не надавав їм вирішального значення. Завдяки удосконаленню методів досліджень і особливо залученню рентгенографічного і електронно-мікроскопічного методів аналізу в даний час доведена кристалічна (субмікроструктурна) природа гідратів, у тому числі і колоїдної дисперсності. Обидві теорії спробував об'єднати в 1923 р. О.О.Байков (*об'єднана колоїдно-хімічна теорія*). Він виділив при твердінні цементу три періоди: підготовчий або період розчинення (до початку тужавлення); колоїдацію (стадія гідратації) і період кристалізації з утворенням кристалічного зростка. Головне положення теорії



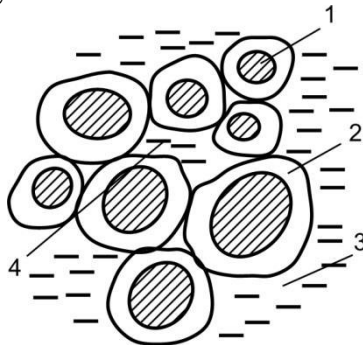
Байкова, актуальне для розвитку сучасних теоретичних уявлень, полягає у можливості значної частини в'язучого гідратуватися за топохімічною схемою.

Значний внесок у розвиток сучасних уявлень про твердіння цементів зроблений науковою школою П.О.Ребіндера.

З позицій фізико-хімічної механіки П.О.Ребіндер розділяє процес твердіння на три стадії:

- а) розчинення у воді нестійких клінкерних фаз і виділення кристалів;
- б) утворення коагуляційної структури – рихлої просторової сітки;
- в) ріст і зрощення кристалів.

*Первинна або коагуляційна структура* (рис.2.13) виникає на першій стадії формування і розвитку дисперсної системи "цемент-вода" за рахунок енергії міжмолекулярного притягання при підвищенні концентрації гідратних новоутворень. Зважаючи на те, що розмір мікрокристалів гідратів менше 0,1 мкм, між ними виникають коагуляційні контакти, особливістю яких є наявність між частками тонкого прошарку води. Коагуляційні структури є оборотними і здатні відновлюватися після руйнування — (*міксометрія*). Коагуляційна структура характеризується певною пластичною міцністю, граничним напруженням зсуву і в'язкістю.



**Рис.2.13.** Схема коагуляційної структури цементного тіста  
(за Ю.М.Баженовим):

- 1 – зерно цементу; 2 – сольватна оболонка; 3 – вільна вода;  
4 – "защемлена" ("нерухома") вода.



Спочатку припускали, що утворенню коагуляційної структури сприяє адсорбційне диспергування зерен у початковий період їх взаємодії з водою, що пізніше не підтвердилося експериментально.

Імовірність виникнення зародків кристалізації, характерних для коагуляційної структури, описується рівнянням Гіббса-Фольмера:

$$\alpha = A \exp \left\{ \frac{-B \sigma^3 V_k^2}{(RT)^3 \ln^2(C/C_0)} \right\}, \quad (2.2)$$

де  $\sigma$  – питома міжфазна енергія;

$V_k$  – молекулярний об'єм нової фази, рівний відносній молекулярній масі, поділений на густину;

$R$  – газова стала;

$C/C_0$  – ступінь перенасичення;

$A$  – передекспоненціальний множник;

$B$  – сталий числовий коефіцієнт.

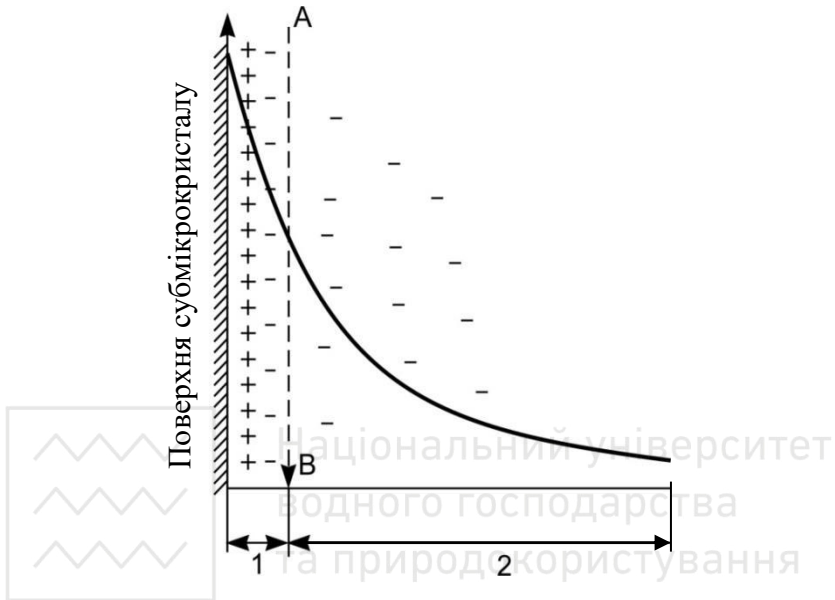
Утворення коагуляційної структури супроводжується *тужавленням* цементного тіста.

Субмікростали нових фаз з розмірами колоїдного порядку від  $10^{-10}$  м до  $10^{-7}$  м мають велику поверхню і притягають до себе іони. Заряджені поверхні субмікросталів прагнуть притягнути іони протилежного знаку, при цьому утворюються два протилежно заряджених шари (подвійний електричний шар) і виникає різниця потенціалів між рухливим шаром рідкої фази і нерухомим шаром на поверхні розділу (рис.2.14).

Природа тужавлення цементного тіста до кінця ще не встановлена. Існує гіпотеза про те, що тужавлення (загусання) цементного тіста обумовлене осмотичним зв'язуванням води колоїдним гелем. Встановлено також, що тужавлення цементу обумовлене переважно іммобілізацією води гідросилікатними фазами; роль гіпсу, що вводиться в цементний клінкер, зводиться до регулювання процесу тужавлення і підвищення активності силікатних фаз клінкера. Оптимальне дозування



гіпсу залежить від кількості трикальцієвого алюмінату в цементі і тонкості його помелу.



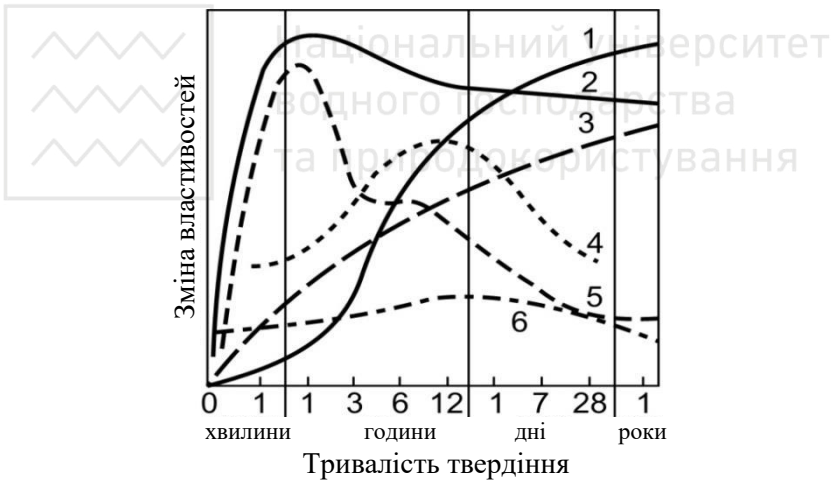
**Рис.2.14.** Схема виникнення подвійного шару  
навколо субмікрокристалів:  
1 – нерухомий шар; 2 – рухомий шар.

В міру розвитку процесів гідратації, збільшення концентрації гідратних новоутворень, зменшення і повного зникнення прошарків води між контактуючими частками виникає просторовий каркас *конденсаційно-кристалізаційної структури*. Така структура не має тіксотропності, для неї характерні контакти зрощення кристалів відповідних гідратів, які під впливом напружень деформуються і необоротно руйнуються.

Міцність цементного каменю обумовлена двома типами *когезійних зв'язків*. Зв'язки першого типу зумовлюються фізичним притяганням полярних продуктів, утворених в процесі гідратації, ван-дер-ваальсовими силами. В міру подальшого твердіння при зрощенні новоутворень і зменшенні їхньої



питомої поверхні міцність збільшується за рахунок хімічних зв'язків (рис.2.15). Відповідно до уявлень, розвинених П.О.Рєбіндером, з пересиченого розчину новоутворення кристалізуються в два етапи. Протягом першого відбувається формування каркаса з виникненням контактів зрощення між кристалами новоутворень. При цьому можливий також ріст кристалів, що зростаються між собою. Протягом другого етапу нові контакти не виникають, а відбувається тільки обростання вже наявного каркаса і ріст кристалів, що його складають. Вирішальну роль грає пересичення розчину. При малому пересиченні кількість кристалів невелика, вони не зростаються. Для найбільшої міцності штучного каменю необхідні оптимальні умови гідратації, що забезпечують виникнення кристалів новоутворень достатньої величини.



**Рис.2.15.** Зміна властивостей цементного тіста і каменю в процесі затвердіння:

- 1 – міцність; 2 – значення рН; 3 – ступінь гідратації;
- 4 – температура (та тепловиділення); 5 – електропровідність;
- 6 – пористість.

За М.М.Сичовим цементний камінь являє собою структуру, у якій міцність створюється фіксуванням відносно



один одного кристаликів або колоїдних часток за рахунок утворення конденсованих систем при зближенні часток до відстаней, при яких між ними можливо сильна взаємодія електростатичної природи.

Важливу роль при твердінні цементів грає структурування води, що прилягає до поверхні дисперсної фази. Вода, структурована поверхнею гідратних часток, знаходиться в квазітвердому стані і виконує роль своєїрідної зв'язки, сприяючи створенню міцного штучного каменю. Істотним фактором наростання міцності цементного каменю є перехід адгезійних контактів електромагнітної та електростатичної природи в кристалізаційні валентні контакти.

Основу міцної структури цементного каменю складають кристали і зростки кристалів гідратних новоутворень розміром  $10^{-7} \dots 10^{-5}$  см, зв'язані між собою контактами зрощення (рис.2.16). Велике значення має також наявність у системі, що твердіє, субмікрокристалів новоутворень різних фаз розміром менше  $10^{-7}$  см.

Ріст окремих зрощених між собою кристалів супроводжується виникненням кристалізаційного тиску і внутрішніх напружень в структурі. За рахунок часткового руйнування структури внутрішнє напруження релаксує. Таким чином, наростання міцності цементного каменю в процесі гідратації є результатом двох процесів – створення і руйнування структури.

Величину виникаючого кристалізаційного тиску можна знайти з рівняння:

$$p = \frac{kT \ln[C/C_0]}{V_m}, \quad (2.3)$$

де  $C/C_0$  – ступінь пересичення рідкої фази;

$k$  – стала Больцмана;

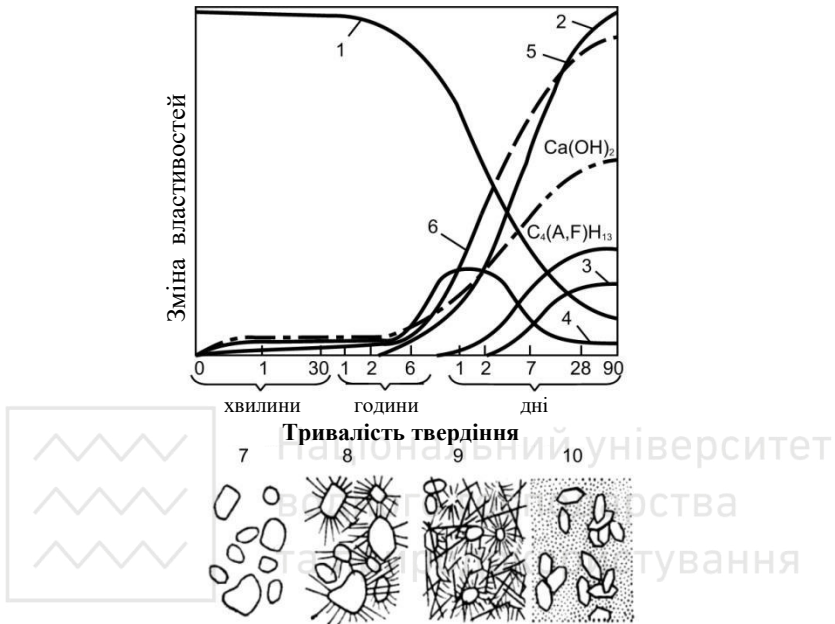
$T$  – абсолютна температура,  $^{\circ}\text{K}$ ;

$V_m$  – об'єм молекули.

Деструктивні процеси в цементному камені, що ведуть до зниження міцності, виникають, наприклад, у результаті росту



кристалів еtringіту при підвищеному вмісті гіпсу та грубому помелі цементу.



**Рис.2.16.** Схема послідовності утворення гідратних утворень при взаємодії цементу з водою:

- 1 – пористість цементного каменю; 2 – міцність цементного каменю; 3 – моносульфат кальцію; 4 – трисульфат кальцію (етрингіт); 5 – коротковолокнисті гідросилікати кальцію;
- 6 – довговолокнисті гідросилікати кальцію; 7 – пластичне тісто; 8 – маса, яка затужавіла; 9 – кристалічна структура міцного каменю; 10 – кристалічна структура каменю, який містить стабільні сполуки

Власні напруження ( $\sigma_b$ ) знижують відношення міцності цементного каменю на розтяг до міцності на стиск ( $R_p/R_{ct}$ ) у часі. Внаслідок релаксаційних процесів вони зменшуються з часом по експонентному закону:

$$\sigma_b = \sigma_{b,0} e^{-t/\tau}, \quad (2.4)$$



де  $\tau$  – час релаксації, протягом якого початкове значення власних напружень ( $\sigma_{в.о}$ ) зменшується в  $e = 2,718$  рази.

На фізико–механічні властивості цементного каменю істотно впливають геометричні параметри новоутворень і пор, що характеризують мікроструктуру. Структуру цементного каменю характеризують його *морфологією*, тобто формою і розмірами часток, а також *пористістю* – особливостями пор і розподілом їх за розмірами.

Тверді частки цементного каменю представлені продуктами гідратації цементу і негідратованими зернами цементу.

Гідратована частина портландцементного каменю складається із субмікрокристалічної гідросилікатної маси, пронизаної кристалами гідроксиду кальцію, кальциту, гідросульфоалюмінатів і гідроалюмінатів кальцію.

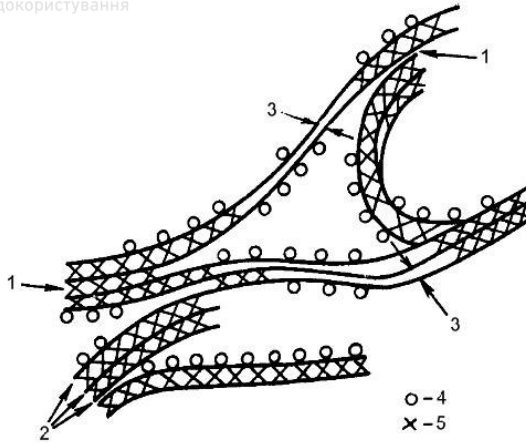
Гідросилікати мають шарувату структуру (рис.2.17); відстань між окремими їхніми шарами змінюється в залежності від вмісту води і основності в межах  $9,3 \dots 14 \cdot 10^{-8}$  см. Збільшення вмісту води призводить до збільшення відстані між шарами, а підвищення основності – до зменшення. При нагріванні до  $100^{\circ}\text{C}$  вода видаляється до  $\text{H}_2\text{O}:\text{SiO}_2 \approx 1$  без порушення структури гідросилікату кальцію.

При підвищеній температурі в умовах автоклавної обробки кристали гідросилікатів кальцію досягають значного розміру і стають видимі не тільки за допомогою електронного, але і під світловим мікроскопом.

Гідроксид кальцію, що утворюється в основному при гідратації аліту, представлений тонкими гексагональними пластинками, що згодом групуються в більш масивні структури з втратою гексагональної форми. У випадку часткової карбонізації  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  у цементному камені з'являється кальцит.

Поряд із гідратними новоутвореннями цементний камінь включає частину зерен цементу, що не прореагували, вміст яких з часом зменшується. Так, зерна цементу розміром до 5 мкм майже цілком гідратуються протягом 1...3 діб, а до 10 мкм – через місяць.

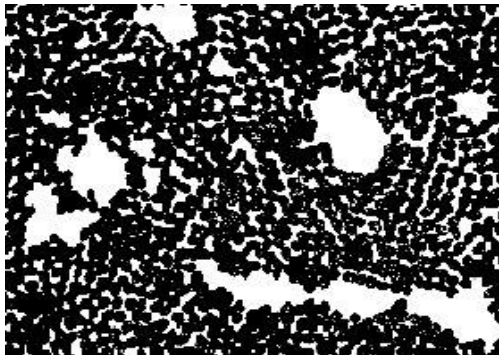




**Рис.2.17.** Структура гелю С-S-H згідно з Фельдманом - Середою:

- 1 – типи міжплощинних зв'язків; 2 – пластинки С-S-H;  
3 – дефекти, викликані неорганізованими шарами; 4 – фізично  
адсорбована вода; 5 – міжшарова гідратна вода

Цементний камінь пронизаний *порами* розміром від 0,1 до 100 нм (рис.2.18).



**Рис.2.18.** Спрощена модель структури  
цементного каменю



Існує ряд класифікацій пор цементного каменю в залежності від розміру і походження. У залежності від розміру пори в цементному камені прийнято звичайно поділяти на три групи: *мікропори* (менше 2 нм), *мезопори* (2...50 нм) і *макропори* (більше 50 нм). З урахуванням походження пори можуть бути класифіковані на наступні групи: *пори гелю* – 0,5...30 нм, *капілярні* і *контракційні* – 30...50 мкм, *мікроповітряні* 0,1...1 мм, *пори ущільнення* – більш 1 мм.

Р.Кондо і М.Даймон запропонували класифікацію пор, приймаючи в якості параметру їхнього розміру половину гідралічного радіуса: *макропори* (100 нм), *мезопори* (1,6...100нм); *мікропори* та *гелеві пори* (0,6...1,6 нм); *ультрамалі та міжкристалічні пори* (0,6 нм).

Х.Учикава запропонував класифікацію пор за їхнім впливом на фізико-механічні властивості цементного каменю: пори діаметром 2 мкм і більше, а також декілька нанометрів і менше, що впливають на стійкість структури при заморожуванні-відтаванні; пори діаметром від декількох десятків до сотень нанометрів, що впливають на газо- і водонепроникність; пори, діаметром кілька десятків нанометрів і менше, зв'язаних з дифузією і переносом іонів, що впливають на хімічну стійкість стосовно морської води, дії сульфатів і хлоридів, лугів цементу.

У табл 2.2. наведена класифікація пор в цементному камені, запропонована міжнародною організацією ІУРАК, яка враховує розміри пор, стан води в порах і властивості цементного каменю, на які впливає розмір пор.

У гідратних новоутвореннях, а також у кристалогідратах, що вводяться до складу цементу (гіпс), вода хімічно зв'язана і видаляється при 200-500<sup>0</sup>С. Адсорбційними і капілярними силами утримується міжшарова, цеолітна, капілярна, гігроскопічна вода. Вільна вода знаходиться у великих порах. За Т.К.Пауерсом і Г.І.Браун'ярдом воду в цементному камені можна розділити на "випаровувану" і "невипаровувану". Під першою розуміють воду, що видаляється з цементного каменю при його сушінні в посудині над перхлоратом магнію



$[\text{Mg}(\text{Cl}_4)_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]$  при  $23^\circ\text{C}$ , а другий – воду, що залишилася в цементному камені після такого сушіння.

Таблиця 2.2

Класифікація пор в цементному камені

Розмір	Характеристика	Стан води в порах	Властивості цементного каменю, на які впливає розмір пор
<i>Макропори</i>			
1100...15 мкм	Великі сферичні порожнечі	Має властивості об'ємної фази	Міцність, проникність
<i>Капілярні пори</i>			
15...0,05 мкм	Великі капіляри	Те ж	Те ж
50...10 нм	Капіляри середнього розміру	Помірна дія поверхневого натягу	Міцність, проникність, усадка при високій вологості
<i>Пори гелю</i>			
10...2,5 нм	Малі (гелеподібні) капіляри	Сильна дія поверхневого натягу	Усадка
2,5...0,5 мкм	Мікропори, пори гелю, пори між кристалами	Сильно адсорбована, меніски не утворюються	Усадка, повзучість
0,5 нм	Мікропори "міжшарові". Пори в кристалітах	Структурна	Те ж

*Адсорбційна* вода знаходиться на поверхні твердої фази цементного каменю у вигляді декількох шарів. Найближчий до цементної частки мономолекулярний шар води має густину вище одиниці і поводить як псевдотверде тіло. *Капілярна* вода



також знаходиться у фізичному зв'язку зі стінками капілярів, величина якого залежить від їхнього розміру. Вода з пор і капілярів радіусом більше 100 нм випаровується, навіть якщо повітря цілком насичене водяними парами. При зменшенні радіуса капілярів до 10 нм випарування води відбувається при відносній вологості рівній 89,9%, при радіусі 1,0 нм – при 34,8%. При вологості повітря, що перевищує вказані значення, відбувається конденсація водяних парів всередині капілярів.

В результаті безпосереднього зіткнення з водою відбувається додаткове зволоження цементного каменю за рахунок капілярного підсмоктування. У великих порах і пустотах вода знаходиться у вільному стані і легко видаляється висушуванням при порівняно низьких температурах.

Загальна пористість цементного каменю змінюється від 25 до 50% і так само як капілярна (рис.2.19) залежить в основному від водоцементного відношення (В/Ц). Середня питома поверхня гідратованих цементів складає 210...280 м<sup>2</sup>/кг, що свідчить про високу дисперсність гідратних продуктів і пористість структури.

Зі збільшенням В/Ц максимум на диференціальній кривій розподілу пор зміщується в бік більших радіусів (рис.2.20). Розподіл пор у цементному камені залежить також від температурно-вологісних умов твердіння цементу, його мінерального складу, тривалості твердіння.

Значно змінюється порова структура цементного каменю при тепловологісній обробці. При пропарюванні не тільки збільшується загальна пористість, але й об'єм макропор при одночасному зменшенні об'єму мікро- та перехідних пор.

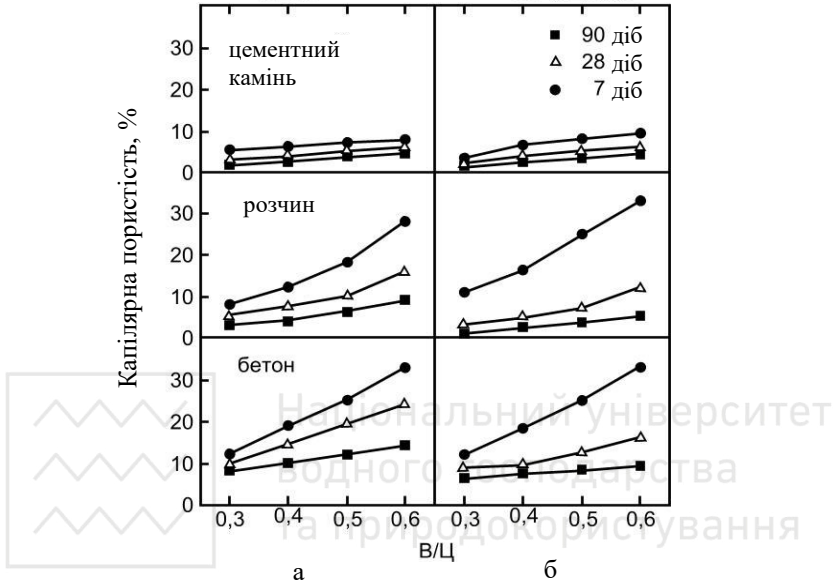
Пористість цементного каменю може бути приблизно оцінена за кількістю води, що випаровується. Об'єм пор у цементному камені, віднесений до 1 г цементу ( $\Pi_{ц,к}$ ), описується рівнянням:

$$\Pi_{ц,к} = B / Ц - 0,23\alpha , \quad (2.5)$$

де  $\alpha$  – частина прогідратованого цементу або ступінь його гідратації. Формула отримана з припущення, обґрунтованого



емпірично, що при повній гідратації 1 г цементу хімічно зв'язує приблизно 0,23 г води.



**Рис.2.19.** Вплив водоцементного відношення (В/Ц) на зміну капілярної пористості цементного каменю, розчину і бетонів (за О.В.Ущеровим-Маршаком):

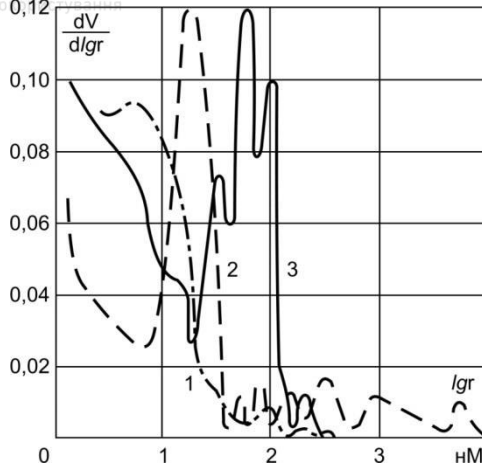
а – матеріали на основі портландцементу;

б – матеріали на основі шлакопортландцементу

Можна розрахувати, що відносно одиниці об'єму цементного каменю об'єм його порового простору дорівнює:

$$P_0 = \rho_c \frac{B/C - 0,23\alpha}{1 + \rho_c B/C}, \quad (2.6)$$

де  $\rho_c$  – густина цементу ( $\rho_c = 3,1 \dots 3,2$  г/см<sup>3</sup>).



**Рис.2.20.** Вплив водоцементного відношення на диференційні криві розподілу пор по радіусах для цементного каменю, який твердів 28 діб у воді:

1 – В/Ц – 0,26; 2 – В/Ц – 0,28; 3 – В/Ц – 0,3.

Т.К.Пауерс, експериментально визначивши питомий об'єм сухого гідратованого цементу, розрахував об'єм пор гелю ( $\Pi_r$ ), тобто простору між частками гідратованого цементу в одиниці об'єму:

$$\Pi_z = \frac{0,19\alpha\rho_u}{1 + \rho_u B / \text{Ц}}. \quad (2.7)$$

Найбільш значна частина пор цементного каменю, утворена водою, що випаровується, відноситься до капілярних пор. Для них справедлива умова:

$$\Psi_{к.п} \gg \Psi_{п.т}, \quad (2.8)$$

де  $\Psi_{к.п}$  – капілярний потенціал;

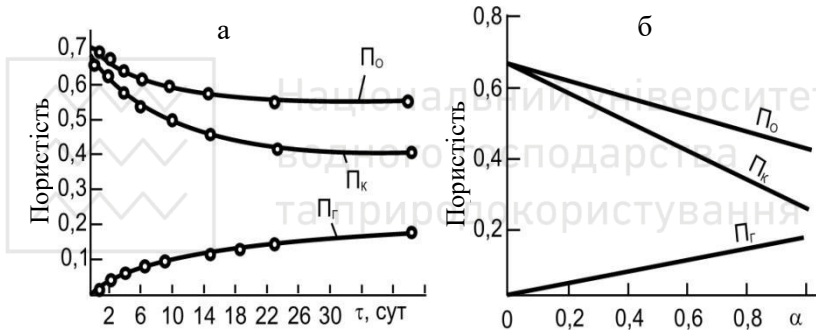
$\Psi_{п.т}$  – потенціал поля тяжіння ( $\Psi_{к.п} = \frac{2\sigma}{\rho_в} \left( \frac{1}{r_m} \right)$ ;  $\Psi_{п.т} = g h$ ).



У формулі (2.8)  $\sigma$  – коефіцієнт поверхневого натягу води;  
 $\rho_v$  – густина води;  $r_m$  – радіус меніска при повному змочуванні;  
 $g$  – прискорення вільного падіння;  $h$  – висота над рівнем моря.  
Капілярна пористість цементного каменю:

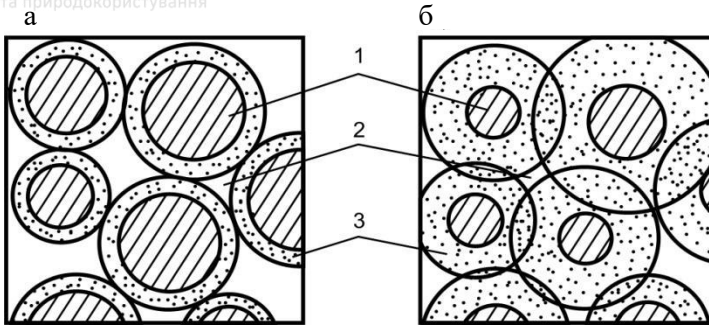
$$\Pi_k = \Pi_0 - \Pi_z = \frac{\rho_u (B/C - 0,42\alpha)}{1 + \rho_u B/C} \quad (2.9)$$

Характер зміни загальної, капілярної і гелевої пористості цементного каменю зі збільшенням тривалості твердіння приведений на рис.2.21, 2.22.



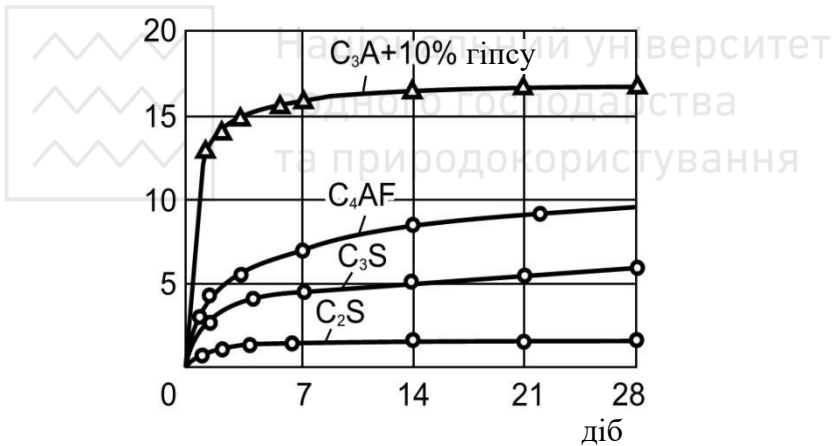
**Рис.2.21.** Залежність загальної ( $\Pi_0$ ), капілярної ( $\Pi_k$ ) та гелевої ( $\Pi_r$ ) пористості цементного каменю ( $B/C=0,7$ ) від:  
а – часу твердіння; б – ступеня гідратації цементу

Взаємодія цементу з водою супроводжується *контракцією* – зменшенням об'єму системи цемент-вода в порівнянні з об'ємом вихідних матеріалів (рис.2.23). Контракцію виражають звичайно в мілілітрах на 100 г цементу. За даними В.В.Некрасова контракція цементів складає в середньому 5...7мл на 100 г. На величину контракції впливають мінералогічний склад цементу, тонкість помелу і В/Ц. При збільшенні В/Ц від 0,25 до 0,8 величина контракції збільшується в два рази.



**Рис.2.22.** Зміна капілярної пористості цементного каменю в умовах триваючої гідратації цементу:

а – при  $\alpha = 0,3$ ; б – при  $\alpha = 0,7$ ; 1 – не до кінця гідратоване зерно цементу; 2 – капілярні пори; 3 – цементний гель



**Рис.2.23.** Зменшення абсолютного об'єму при взаємодії різних клінкерних мінералів з водою

Оскільки контракція йде інтенсивно, коли цементний камінь набуває певної міцності, збільшується пористість, а зовнішній об'єм цементного каменю не змінюється. При твердінні цементного каменю в умовах, що виключають





випарування води з пор або її поглинання, контракційний об'єм може бути підрахований по формулі:

$$P_{кн} = \frac{(0,06...0,09)\alpha}{B / C + 0,32} \quad (2.10)$$

При утворенні контракційного об'єму в системі, що твердіє, виникає вакуум, під впливом якого він заповнюється водою або повітрям в залежності від умов твердіння.

Ступінь гідратації цементів  $\alpha$  до 28-добового віку нормального твердіння звичайно досягає 0,5...0,8. Ряд дослідників запропонували орієнтовно знаходити показник  $\alpha$  за залежностями, що зв'язують його з міцністю цементного каменю або активністю цементу.

У найбільшій мірі на міцність цементного каменю впливають капілярні пори. По Т.К.Пауерсу залежність між границею міцності на стиск і капілярною пористістю ( $P_k$ ) можна виразити формулою:

$$R = K(1 - P_k)^n, \quad (2.11)$$

де  $K$  і  $n$  – константи, значення яких залежать від міцності цементного каменю при нульовій пористості.

Пізніше ним було встановлено, що при прогнозуванні міцності цементного каменю необхідно враховувати й об'ємне співвідношення різних за розмірами пор. Для пресованих зразків цементного каменю, особливістю яких є значно менший вміст гідратів, Д.Рой та Г.Гоуда запропонували наступну формулу міцності:

$$R = k \lg P_{кр} / P, \quad (2.12)$$

де  $k$  – показник якості в'язучого;

$P$  – пористість цементного каменю;

$P_{кр}$  – критична пористість, при якій міцність дорівнює нулю.

Одночасний вплив тиску і температури дозволяє одержати більш міцний цементний камінь. При тиску 517 МПа і температурі 300<sup>0</sup>С отриманий цементний камінь з границею міцності при стиску 655 МПа і модулем пружності в два рази



вищим, ніж у нормальних умовах твердіння. Мікротвердість гарячепресованих зразків більш ніж у 3 рази перевищує показники віброваних зразків, їхня пористість зменшується на порядок і досягає 2%.

При однаковому ступені гідратації і пористості міцність цементного каменю залежить від характеру кристалізації гідратів. З укрупненням часток гідратів і підвищенням ступеня їхньої закристалізованості міцність цементного каменю знижується внаслідок зменшення числа і площі контактів між кристалами. Найбільш висока міцність досягається при оптимальному поєднанні слабкозакристалізованої маси гідратів із щільними, добре закристалізованими її ділянками. Слабкозакристалізовані гідросилікати виконують в цементному камені функцію зв'язуючої речовини, що цементує негідратовані ядра клінкеру і порівняно великі кристали гідратів ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , еtringіт).

## 2.2. Вплив заповнювачів на формування структури бетону

Заповнювачі разом з цементним каменем формують структуру бетону конгломератного типу. Термін "*конгломерат*" (від лат. *conglomeratus*) означає механічне об'єднання різнорідних компонентів. Конгломератом називають також уламкову породу, що складається з уламків гірського походження, зцементованих глиною, оксидом заліза, кремнеземом і т.п. Заповнювачі впливають на структуру бетону, яка розвивається як на мікро– так і на макрорівнях.

*Мікроструктура* бетону формується структурою цементного каменю. Поверхня зерен заповнювача при тужавленні і наступному твердінні цементного каменю виконує роль підложки, що полегшує утворення кристалічних зародків гідратів. Інтенсивність цього процесу залежить від ступеня гідрофільності і адсорбційної здатності поверхні–підложки, а також її кристалографічного орієнтування. На поверхні заповнювача, що хімічно не реагує з лужними розчинами, швидко виділяються кристалічні зародки, представлені переважно гідросилікатами кальцію, і в подальшому їхні



розміри збільшуються швидше ніж у кристалів гідросилікатів у міжзерновому просторі. Це призводить до збільшення щільності контактного шару цементного каменю і він набуває великої міцності при стиску. Зменшення міжзернових відстаней у розчинах і бетонах на кварцовому піску до 30 мкм дозволяє в 1,5...2 рази збільшити міцність цементного каменю, який зв'язує зерна заповнювача. Кварцовий заповнювач хімічно взаємодіє з продуктами гідратації портландцементу тільки при твердінні в автоклаві (175...190°C). При цьому істотно ущільнюється й зміцнюється цементний камінь як у контактному шарі, так і в міжзерновому просторі.

З компонентами цементного каменю хімічно взаємодіють карбонатні мінерали. Карбонатні мінерали активно реагують із трикальцієвим алюмінатом ( $C_3A$ ) і продуктами його гідратації з утворенням гідрокарбоалюмінатних фаз ( $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCO_3 \cdot 12H_2O$  та ін.). Найбільш інтенсивно гідрокарбоалюмінати кальцію утворюються при нормальному твердінні портландцементних бетонів у віці 3...14 діб від початку твердіння. При твердінні бетону в умовах пропарювання гідрокарбоалюмінати утворюються тільки в початковий термін (2...4 год ізотермічного прогріву при 80...90°C). В подальшому вони руйнуються. У бетонах автоклавного твердіння гідрокарбоалюмінати не утворюються.

Активність заповнювачів з вулканічних гірських порід (базальтів, перлітів, туфів і ін.) зростає (за Б.М.Виноградовим) при збільшенні вмісту скла, цеолітів, високотемпературних модифікацій кремнезему, кількості води і відношення  $SiO_2/Al_2O_3$  в склофазі.

До числа хімічно активних можна віднести заповнювачі зі склоподібних відходів – різноманітних шлаків і зол. Дослідження показали, що мікротвердість цементного каменю при 20°C в міжзерновому просторі на 10...15% нижче ніж в контактному шарі, що примикає до зерен гранульованого доменного шлаку. При пропарюванні відносно збільшення мікротвердості досягає 30...40%. Більш активне висококальцієве скло, що утворюється в гранульованих доменних і електротермофосфорних шлаках, менш – низькокальцієве, що



утворюється в пилоподібній золі. В умовах нормального твердіння склофаза золи починає взаємодіяти з  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  через 1...3 міс, при пропарюванні помітна гідратація поверхні часток золи спостерігається вже через 6...8 год.

Ущільнення і підвищення міцності контактної зони в бетонах характерне при застосуванні пористих заповнювачів. Пориста поверхня заповнювача забезпечує відбір з цементного тіста надлишку води і твердіння його відбувається при зниженому значенні В/Ц у порівнянні з цементним каменем у міжзерновому просторі. При використанні в якості пористих заповнювачів керамзиту і аглопориту аморфізована глиниста речовина і алюмосилікатне скло, що входять до їхнього складу, взаємодіють особливо в умовах водотеплової обробки із  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , утворюючи переважно гідросилікати.

Бетони є складними багатокомпонентними структурами, які можна звести на макрорівні до двокомпонентних. *Макроструктуру* бетону в загальному випадку можна розглядати як систему цементний камінь – заповнювач (іноді під макроструктурою бетону розуміють цементно–піщаний розчин – щебінь), а систему цементний камінь – пісок розглядають як проміжну або *мезоструктуру*. Двохкомпонентні структури розділяють на паралельно і послідовно складені. Найбільш часто зустрічаються змішані паралельно–послідовні структури (рис.2.24).

Конгломератні двокомпонентні структури (рис. 2.25), до яких можна віднести структури бетонів, поділяють на три групи (по І.М. Грушко) в залежності від ступеня розсунення зерен заповнювача. В структурах матеріалів з *базальною цементацією* зерна заповнювачів не утворюють контакти між собою, вони як би плавають у зв'язуючій масі. Властивості матеріалу при такій макроструктурі обумовлені переважно властивостями зв'язуючої матричної частини. Заповнювачі, діючи як концентратори напружень, можуть погіршувати механічні властивості конгломерату.

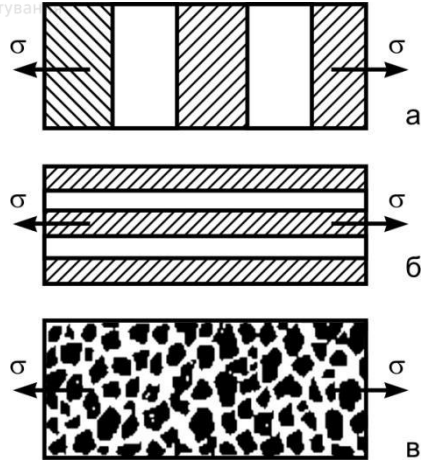


Рис. 2.24. Схеми структур:

а – послідовно складеної;

б – паралельно складеної;

в – структура конгломератного матеріалу

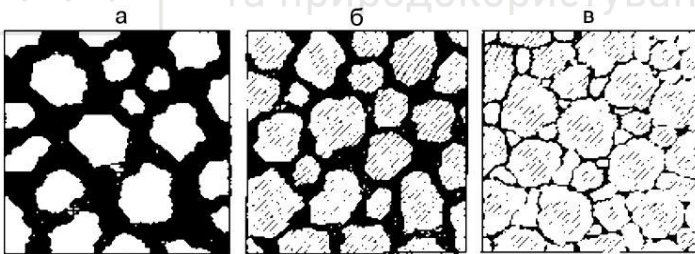
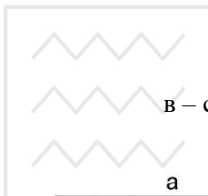


Рис.2.25. Схеми макроструктур конгломератного типу:

а – з базальною цементацією; б – порова; в – контактна

В міру насичення структури зернами заповнювача утворюється щільний каркас, склеєний тонким прошарком штучного або природного в'язучого. Таку структуру називають *поровою*. Вона сприятлива як за витратою в'язучого, так і надання матеріалам необхідних технічних властивостей.



**Контактна** структура характеризується максимальним насиченням бетону заповнювачами, коли в'язучого недостатньо для заповнення порождин між зернами і, у ряді випадків, для утворення суцільної оболонки на їх поверхні.

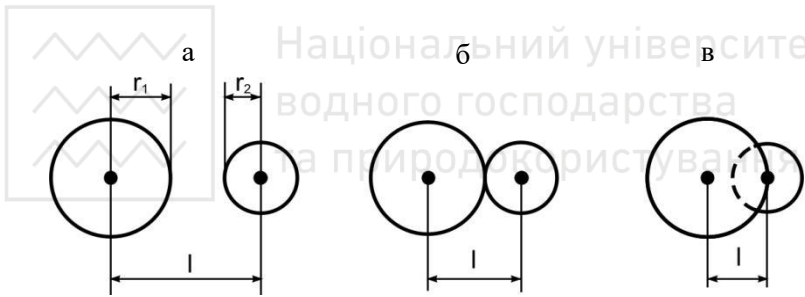
Показником макроструктури є *коефіцієнт упакування* зерен:

$$K_y = \frac{L_{np} - D}{D}, \quad (2.13)$$

де  $L_{np}$  – проекція відстані між центрами сусідніх зерен;

$D$  – діаметр зерен (при різному діаметрі зерен  $D = r_1 + r_2$ , де  $r_1$  і  $r_2$  – радіуси сусідніх зерен).

При  $K_y > 0$  зерна заповнювача розділені прошарком в'язучих; при  $K_y = 0$  – вступають у контакт; при  $K_y < 0$  – затискаються, тобто заходять одне за інше (рис.2.26).



**Рис.2.26.** Схема розташування часток в структурах при визначенні коефіцієнту упаковки:

а –  $K_y > 0$ ; б –  $K_y = 0$ ; в –  $K_y < 0$

Розрахунком можна показати, що щільність укладання кулеподібних зерен, розміщених рядами й у шаховому порядку в одиниці об'єму, істотно відрізняється. У першому випадку кількість куль, яку можна укласти в одиниці об'єму  $n = n^3 = 1/D^3$ , об'єм куль  $V'_{ш} = (n^3 \pi D^3)/6 = \pi/6$ ; у другому відповідно:  $n' = 4/3D^3$ ,  $V'_{ш} = n' \pi D^3/6 = 2\pi/9$ .

Об'єм порожнин при розташуванні зерен–куль рядами:

$$V_{п} = 1 - \pi/6 = 0,476; \quad (2.14)$$



у шаховому порядку:

$$V'_n = 1 - 2\pi/9 = 0,3. \quad (2.15)$$

Макроструктури розрізняються також за абсолютними і відносними розмірами зерен. Граничні розміри зерен для *дрібно-, середньо- та грубозернистих структур* можуть бути різними в залежності від виду матеріалу. Наприклад, структури гірських порід відносяться до дрібнозернистих, якщо розміри зерен менше ніж 2 мм, бетонів – 5мм; до середньозернистих – відповідно 2...5 мм і 5...20 мм; до грубозернистих – понад 5 і 20мм.

Механічні властивості бетонів можна представити загальною залежністю:  $X'_o = A_{x_1} A_{x_2} A_{x_3} X'_u$ , де  $X'_o$  і  $X'_u$  – показники однойменних властивостей бетону і цементного каменю стандартної структури;  $A_{x_1} A_{x_2} A_{x_3}$  – коефіцієнти, що враховують вплив макро-, мезо– і мікроструктури на властивості бетону.

Область зміни коефіцієнтів, як було встановлено І.М.Грушко, збільшується при переході від макроструктури до мезо– і далі – до мікроструктури.

Прикладом переходу від властивостей цементного каменю до властивостей бетону є формула міцності бетону, запропонована І.О.Риб'євим:

$$R'_o = \frac{R^*}{\left( \frac{B/\text{Ц}}{B^*/\text{Ц}} \right)^n}, \quad (2.16)$$

де  $R^*$ – максимально можлива міцність цементного каменю при відповідному водоцементному відношенні –  $B^*/\text{Ц}$ ;

$B/\text{Ц}$  – водоцементне відношення бетону;

$n$  – показник степеня, що враховує особливості макроструктури бетону і заповнювачів, які застосовують.

Важливим елементом структури бетону є *контактна зона* між цементним каменем і заповнювачем. Створення контактних



шарів починається вже на початковій стадії твердіння бетонної суміші.

Взаємодія цементного каменю з заповнювачами може бути механічної, фізико-хімічної, хімічної і змішаної. Механічне зчеплення обумовлене наявністю на поверхні зерен заповнювача мікрорельєфу, фізико-хімічне – адгезійними властивостями заповнювача, хімічне – його хімічною активністю стосовно продуктів гідратації цементу. Вже на стадії замішування бетонних сумішей починається формування контактних шарів між цементним каменем і заповнювачами. Для щільного примикання цементного тіста до поверхні заповнювача необхідно, щоб ця поверхня була чистою і гідрофільною. Часткове, "точкове" примикання цементного каменю до поверхні заповнювачів призводить до зменшення адгезії. Оптимальна товщина прошарків між зернами дрібного заповнювача, яка забезпечує суцільність контакту, складає 40...100мкм. Послаблення контактної зони спостерігається при розміщенні в ній порівняно великих кристалів  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , а також глини і пилу. При підвищених значеннях В/Ц за рахунок водовідділення при віброущільненні, седиментації тіста і наступної контракції навколо зерен великого заповнювача утворюються пустоти та послаблені зони.

Зі збільшенням шорсткості поверхні заповнювача міцність бетону середніх класів зростає до 30%, а високих – до 50%. Адгезія підвищується при наявності хімічного зростання, що має місце в контактах карбонатних заповнювачів з цементним каменем, а також кварцових заповнювачів при автоклавній обробці.

Міцність на відрив у зоні контакту цементний камінь – заповнювач є істотною складовою міцності бетону. За даними С.С.Гордона вона може бути не менш ніж у 2 рази вище частки, обумовленої міцністю цементного каменю.

Пори, характерні для бетону, можна поділити на три види: пори цементного каменю, пори заповнювача і контактні пори на поверхні розділу цементного каменю і заповнювача. Загальна пористість бетону на щільних заповнювачах як відношення об'єму пор до загального об'єму бетону описується рівнянням:





$$P_{заг} = \frac{(B - 0,23\alpha C) + (1 - \delta)1000}{1000}, \quad (2.17)$$

де  $B$  і  $C$  – витрати води і цементу на  $1 \text{ м}^3$  бетонної суміші;

$\alpha$  – ступінь гідратації цементу;

$\delta$  – структурна щільність бетонної суміші, що розраховується як сумарна об'ємна концентрація ( $\varphi_i$ ) усіх компонентів бетонної суміші:

$$\delta = \sum \varphi_i = \sum \frac{m_i}{\rho_{o,i}}, \quad (2.18)$$

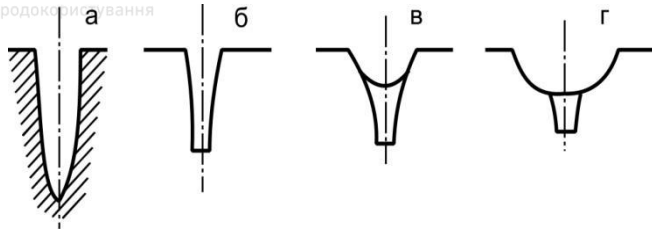
де  $m_i$  і  $\rho_{o,i}$  – відповідно маса і середня густина (об'ємна маса)  $i$ -того компонента бетонної суміші.

При введенні в бетонну суміш мікропіноутворюючих ПАР в ньому утворюється система умовно замкнених пор, заповнених повітрям. Пори від втягнутого повітря мають розмір порядку  $0,05 \text{ см}$ , вони значно менші ніж від випадково затисненого повітря. Основним контрольованим фактором для системи умовно замкнених пор є відстань між бульбашками повітря, яка складає звичайно близько  $0,025 \text{ см}$ . Вміст втягнутого повітря в бетоні, як правило, знаходиться в діапазоні  $3...6\%$ .

Крім пор, важливими структурними елементами бетону, що визначають його фізико-механічні властивості, є тріщини - несучільності матеріалу, що мають внутрішні поверхні розділу. В реальному матеріалі завжди присутня велика кількість мікротріщин, які виникають по технологічних або експлуатаційних причинах. Тріщини характеризуються довжиною, шириною розкриття, радіусом устя, фронтом, морфологією утворюючих їх площин.

У залежності від прийнятих концептуальних представлень про руйнування матеріалів запропоновані різні моделі тріщин (рис.2.27).

Відмінна риса бетону – яскраво виражена гетерогенність. Для бетону, як і інших композиційних матеріалів, що представляють собою системи типу "структура в структурі", характерна багаторівнева організація.



**Рис.2.27.** Моделі тріщин:

а – за Гріффітсом; б – за П.О.Рєбіндером; в – за уявленнями Г.М.Бартенєва, І.В.Розумовської, П.О.Рєбіндера (а, б, в – моделі тріщин в ідеально крихкому матеріалі); г – тріщина в реальному твердому матеріалі (за Г.М.Бартенєвим)

За схемою, запропонованою В.І.Соломатовим та В.М.Вировим, структуроутворення бетону супроводжується утворенням окремих структурних блоків різного масштабового рівня, розділених і взаємодіючих через поверхні розділу. Поверхні розділу, що з'явилися, зберігають за собою потенційну можливість трансформуватися в зародкові тріщини і входити до структури затверділого матеріалу, визначаючи його пошкодження технологічними тріщинами. Причинами утворення технологічних тріщин є процеси і явища, що протікають при формуванні цементного каменю, взаємодії матричного матеріалу і заповнювачів, деформаційні процеси.

На макрорівні границі розділу матриці і заповнювача утворюють всередині структури бетону своєрідні "усадочні комірки". Об'єм і форма "усадочних комірок" залежать від співвідношення когезійної та адгезійної міцності матриці, фракцій заповнювача і їхньої кількості в суміші. Нелінійний розподіл деформацій усадки є однією з основних причин утворення технологічних тріщин.

При аналізі механізму формування макроструктури бетону можна виділити три характерних випадки взаємодії розчинної складової з крупними заповнювачами:

1. Адгезія розчинної частини до заповнювача  $R_a$  вище її когезійної міцності  $R_k$  ( $R_a > R_k$ ). Такий випадок можливий при спеціальній обробці заповнювачів. У матричному матеріалі (розчині) виникають радіальні тріщини, що поєднуються



розділяють бетон на окремі блоки і при впливі зовнішнього навантаження важко реалізувати покращені механічні характеристики заповнювачів.

2. Адгезійна та когезійна міцність рівні ( $R_a = R_k$ ). У цьому випадку зародження тріщин відбувається як у периферійних ділянках розчинної частини, так і на границях розділу з заповнювачами.

3. Адгезія розчинної частини до заповнювача нижче її когезійної міцності ( $R_a < R_k$ ). Така ситуація можлива в бетоні, оскільки в початковий період твердіння деформації усадки прагнуть викликати збільшення поверхні розділу матричного матеріалу з заповнювачами.

В залежності від об'ємного вмісту заповнювачів, способів його укладання і кінетики структуроутворення матричного матеріалу небезпечні зони зародження тріщин здатні мігрувати по границі розділу з заповнювачами.

Кількість і вид технологічних тріщин впливають на фізико-механічні характеристики матеріалу, кінетику накопичення і розвитку експлуатаційних тріщин, несучу здатність і характер руйнування конструкцій. Самозаліковування технологічних тріщин можливе при заростанні їхніх об'ємів продуктами гідратації або в результаті впливу середовища, наприклад при карбонізації. Кількість технологічних тріщин зменшується при введенні різних модифікаторів структури, оптимізації технологічних процесів.

### 2.3. Вплив добавок на структуроутворення бетону

**Вплив хімічних добавок.** Вплив хімічних добавок на процеси гідратації цементу і структуроутворення цементного каменю і бетону зручно розглядати відповідно до класифікації і теоретичних уявлень, розвинених В.Б.Ратіновим і Т.Й.Розенбергом.

В основі дії *добавок першого класу* лежить зміна ними розчинності вихідного в'язучого і кінцевого продуктів його гідратації внаслідок зміни іонної сили розчину. Електроліти, що містять однойменні з в'язучими іони, при невисоких



концентраціях знижують їхню розчинність, а також розчинність гідратних новоутворень. В міру підвищення концентрації добавок до певної межі їхній ефект трохи зростає. У результаті зміни розчинності збільшується або зменшується пересичення в розчині, що впливає відповідно на швидкість гідратації і твердіння в'язучих.

Прискорення твердіння бетону характерною групою добавок першого класу обумовлене збільшенням при зростанні пересичення імовірності виникнення зародків кристалогідратних новоутворень. Характерними представниками добавок цього класу є електроліти, що містять однойменні з в'язучими іони. До числа таких добавок належить також гіпс. На ефективності дії добавок позначається радіус утворених ними іонів. При підвищеній концентрації добавок першого класу можлива їхня реакція з гідроксидом кальцію з утворенням подвійних солей. У результаті збільшується розчинність  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  і силікатних мінералів цементного клінкера, що позначається на кінетиці гідратації цементу.

Добавки-електроліти першого класу, які не містять однойменного з в'язучого іона (хлориди натрію і калію, нітрит натрію й ін.), при малих концентраціях підвищують пересичення і прискорюють твердіння, а при великих можливий протилежний ефект.

Добавки-неелектроліти, не взаємодіючи з цементом і продуктами його гідратації (наприклад, спирти), звичайно знижують розчинність і відносяться до числа сповільнювачів твердіння.

*Добавки другого класу* відносяться до досить численних і представлені, як правило, електролітами, які можуть хімічно взаємодіяти з мінералами портландцементного клінкера або продуктами їхньої гідратації. Їх звичайно поділяють на добавки, що беруть участь у реакціях приєднання й в обмінних реакціях.

До добавок першої групи відносяться такі популярні прискорювачі твердіння як хлорид і нітрат кальцію. На силікатні фази ці добавки діють як добавки першого класу. Солі кальцію утворюють із трикальцієвим алюмінатом подвійні сполуки типів:

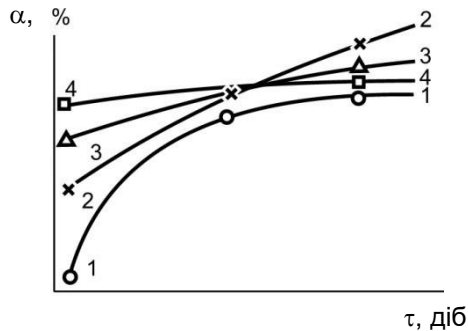


- 1)  $2\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaX}_2\cdot 10\text{...}12\text{H}_2\text{O}$ ;
- 2)  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaX}_2\cdot 14\text{...}32\text{H}_2\text{O}$  (де X – однозарядний аніон).

У результаті хімічної взаємодії добавок другого класу з гідроксидом кальцію цементного каменю утворюються також гідроксісолі типу  $\text{Ca}(\text{OH})_2\cdot\text{CaX}_2\text{aq}$ . Така взаємодія можлива при введенні підвищених дозувань добавок, наприклад при зимовому бетонуванні.

Молекулярний об'єм подвійних солей більший за молекулярний об'єм вихідного в'язучого, що за певних умов призводить до формування на його зернах екрануючих плівок, які гальмують процеси гідратації і твердіння. З ростом концентрації добавки змінюється швидкість формування, дисперсність подвійних солей і, як наслідок, їхня екрануюча здатність.

Поряд з екрануючою дією, викликану продуктами взаємодії добавок з фазами цементу, які містять алюміній, вони здійснюють одночасно прискорюючу дію в результаті зміни розчинності і ступеня пересичення силікатних фаз (рис.2.28). Прискорююча дія на процеси твердіння цементу зазначених добавок превалює.



**Рис.2.28.** Кінетика зміни ступеня гідратації силікатних фаз цементу ( $\alpha$ ): 1 – без добавок; 2 – 3% нітрит–нітрату кальцію; 3 – 3% нітрит–нітрат–хлориду кальцію; 4 – 3% хлорид кальцію



При підвищеному дозуванні добавок  $\text{CaCl}_2$ ,  $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$  і їхніх комбінацій утворюються помітні кількості голчастих кристалів подвійних солей, що підвищують густину і мікроармують цементний камінь. Підвищеній міцності бетонів з добавками зазначених типів сприяє утворення первинного структурного каркаса з голчастих подвійних солей-гідратів і гідроксисолей, який обростає потім гідросилікатами кальцію.

Ряд добавок другого класу вступають з в'язучими речовинами в обмінні реакції. Характерними з них є солі сильної основи і сильної або слабкої кислоти ( $\text{NaCl}$ ,  $\text{NaNO}_2$ ,  $\text{CH}_3\text{COONa}$  і ін.). Вони можуть впливати на кінетику твердіння  $\text{C}_3\text{S}$  і  $\beta\text{-C}_2\text{S}$  не тільки через зміну іонної сили розчину, але і внаслідок зниження в поровій рідині концентрації іонів кальцію, які виділяються при гідратації силікатних фаз цементу.

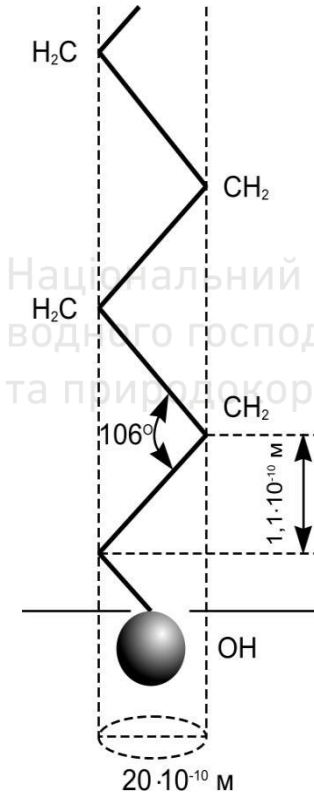
Розмаїття особливостей хімічних процесів, що відбуваються, призводить і до різниці ефекту від добавок цієї групи. У результаті взаємодії зазначених добавок з цементом у рідкій фазі швидко накопичуються іони  $\text{H}_3\text{SiO}_4^-$  і  $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$  а також алюмінатні іони. Невдовзі після замішування сухої суміші розчином добавки починається викристалізування кристалогідратів, утворюючих гель, що захоплює у свої комірки велику кількість рідкої фази і, внаслідок цього, викликає швидке тужавлення і наступне інтенсивне зміцнення бетону.

*Добавки третього класу* – центри кристалізації або т.зв. кристалічні затравки – полегшують виділення при гідратації цементу нових фаз з пересичених розчинів. До них відносяться, наприклад, гідросульфоалюмінат кальцію, сульфатвміщуючі тверді речовини типу "крентів" і ін. Ці добавки прискорюють твердіння цементу і підвищують його міцність, завдяки більш швидкій гідратації силікатних фаз і, в основному, аліту.

До *добавок четвертого класу* відносять поверхнево-активні речовини (ПАР). Органічні ПАР поділяють на іоногенні і неіоногенні. Перші дисоціюють у воді і водних розчинах на поверхнево-активний іон і вуглеводневу частину молекули (рис.2.29), другі такої здатності не мають. Добавки ПАР поділяють також на гідрофілізуючі і гідрофобізуючі. З гідрофілізуючих добавок широко відомі аніоноактивні ПАР,



лігносульфонати, гідроксикарбонові кислоти і їхні солі, вуглеводи і їхні похідні, а також синтетичні речовини – суперпластифікатори, одержувані конденсацією з формальдегідом нафталін- або меламін-сульфокислоти. Ці добавки водорозчинні і їх можна вводити з водою замішування. Гідрофілізуючі ПАР поліпшують змочування цементного тіста і бетонних сумішей водою.



**Рис. 2.29.** Схема молекули поверхнево-активної речовини

При введенні добавок ПАР, які мають пластифікуючу дію, у результаті їх адсорбції переважно на гідратних новоутвореннях зменшується міжфазова енергія і полегшується



дезагрегація (дефлокуляція) часток. При цьому вивільняється велика частина води, іммобілізованої флокулами гідратованих часток, що й обумовлює пластифікуючий ефект. Крім того, адсорбційні шари ПАР згладжують мікрорельєф часток, зменшуючи коефіцієнт тертя між ними.

У механізмі дії пластифікуючих ПАР, і особливо суперпластифікаторів, важливе значення має виникнення на частках твердої фази в результаті адсорбції електричного потенціалу ( $\xi$ -потенціалу), що призводить до відштовхування часток і запобігає їхній коагуляції. У цементів з різним мінералогічним складом значення  $\xi$ -потенціалу є різними, що відбивається на ступені пластифікації бетонних сумішей. Величина  $\xi$ -потенціалу, що має негативний знак, залежить від адсорбційної здатності ПАР. Ефект електростатичного відштовхування часток цементу, обумовлений  $\xi$ -потенціалом на їх поверхні, переважає в механізмі дії суперпластифікаторів нафталіно- і меламіноформальдегідної дії, модифікованих лігносульфатів. Для деяких добавок типу полікарбоксилатних суперпластифікаторів взаємне відштовхування часток цементу і пластифікуючий ефект обумовлений у великій мірі т.зв. *стеричним ефектом*, викликаним формами ланцюгів макромолекул і характером зарядів на поверхні зерен цементу і гідратів.

Ступінь адсорбції ПАР на цементах зростає пропорційно їх дозуванню до певної межі, після якої інтенсивність адсорбції знижується. Як правило, добавки ПАР швидше і повніше адсорбуються на продуктах гідратації  $C_3A$ . Найменшою адсорбційною активністю володіє  $\beta-C_2S$ .

Підвищення адсорбції ПАР має місце також у міру збільшення тонкості помелу в'язучого.

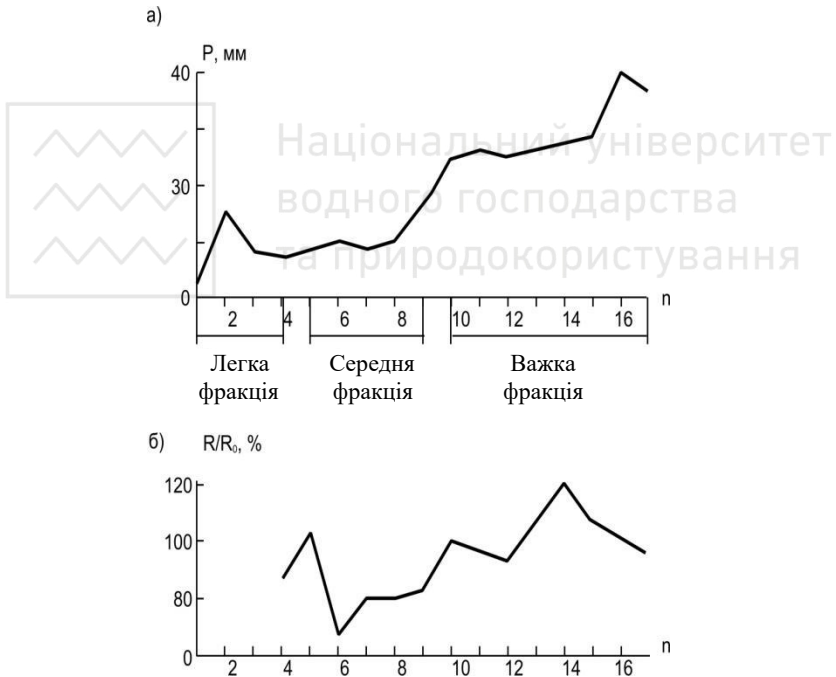
Ряд суперпластифікаторів на відміну від звичайних ПАР типу лігносульфонатів, сильно знижуючи міжфазову енергію на границі тверда фаза – рідина, майже не змінюють поверхневий натяг на границі рідина – повітря. У результаті вони практично не втягують повітря, діючи як гарні дезагрегуючі добавки.

У складі суперпластифікаторів присутні фракції з різною молекулярною масою. Найбільший пластифікуючий ефект





мають більш "важкі" фракції. Однак з ростом довжини ланцюга сповільнюються строки тужавлення і швидкість гідратації клінкерних мінералів. "Легка" фракція, слабо пластифікуючи цементні матеріали (рис. 2.30), може виступати як прискорювач твердіння й обумовлювати приріст міцності в ранній термін. Разом з тим, у більш пізньому віці позитивний вплив на міцність бетону здійснюють полімерні фракції пластифікатору з визначеним діапазоном ступеня поліконденсації макромолекул. На стадії виробництва ефективних пластифікуючих добавок виконують їх спрямований синтез або розділяють на фракції.



**Рис. 2.30.** Залежності: а – розпливу ( $P$ ) та б – міцності ( $R$ ) дрібнозернистого бетону від ступеня поліконденсації ( $n$ ) поліметиленафталінсульфонатів ( $R_0$  – міцність бетону без добавки)

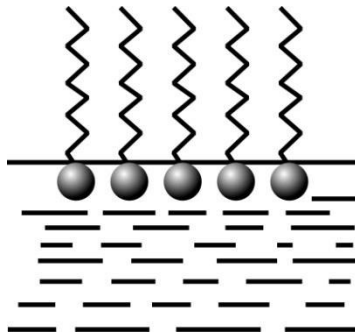


Адсорбуючись на частках гідратованого цементу, добавки ПАР чинять певний стабілізуючий ефект, сповільнюючи процеси гідратації і твердіння цементу. При введенні суперпластифікаторів їх стабілізуючий ефект перекривається збільшенням діючої поверхні цементу в результаті дезагрегації флокул, які виникають у початковий період гідратації цементу.

Важливим для спрямованої зміни будівельно-технічних властивостей бетону є вплив ПАР на морфологію гідратних фаз. Екрануючи виникнення зародків кристалізації, добавки ПАР сприяють збільшенню пересичення в цементному тісті, що твердіє, і формуванню більш дисперсних структур (ефект *адсорбційного модифікування структури*).

Поряд з адсорбційними і колоїдно-хімічними явищами при введенні ПАР в цементні системи можливі хімічні взаємодії, що також позначається на процесах твердіння і властивостях цементного каменю.

Для *гідрофобізуючих* ПАР на відміну від гідрофілізуючих характерна різка асиметрія молекул. Якщо гідрофілізуючі ПАР адсорбуються на поверхні твердої фази "плазом", то гідрофобізуючі утворюють своєрідний "частокіл" (рис. 2.31), що зменшує змочування цементу водою.



**Рис.2.31.** Адсорбційний шар гідрофобізуючих ПАР на твердій поверхні



Завдяки *хемосорбції* гідрофобізуючих ПАР, на поверхні твердої фази міцно фіксуються вуглеводневі радикали, що дозволяє надати гідрофобних властивостей як цементу при введенні в процесі його помелу, так і бетону при його просоченні або введенні з водою замішування. При гідрофобізації цементу вводять переважно високомолекулярні нафтові і жирні кислоти і їхні солі, які викликають помірне повітрявтягування й утворюють сітчасті гідрофобні оболонки, що здираються при перемішуванні розчинних і бетонних сумішей. У бетонні суміші вводять емульсії бітумів, алкілгідросилоксанів і нерозчинних кремнійорганічних сполук, а також водні розчини алкілсиліконатів і різних продуктів хімічної обробки деревини, синтетичні ПАР, що відносяться до групи повітрявтягувальних добавок.

Гідрофобізуючі добавки також пластифікують бетонні суміші, але цей ефект виражений значно слабкіше ніж гідрофілізуючих і значною мірою забезпечується бульбашками газової фази.

Модифікуючий ефект добавок цієї групи обумовлений поряд з повітрявтягуванням або газовиділенням гідрофобізацією стінок пор і капілярів бетону, що знижує швидкість капілярного підсмоктування і підвищує стійкість бетону до різних видів агресивних впливів.

**Вплив мінеральних добавок.** При введенні в цементні системи мінеральних добавок йдуть як хімічні, так і фізико–хімічні процеси їхньої взаємодії з цементом і продуктами його гідратації. До основних хімічних процесів відносяться процеси взаємодії матеріалів, які володіють пуцолановою активністю, з  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , що виділяється при гідролізі аліту та в меншій мірі інших клінкерних мінералів. При цьому утворюються в основному гідросилікати  $\text{CSH}(\text{I})$  з низьким ступенем закристалізованості і зі змінним складом, характерним для тобермориту. При відповідному хімічному складі пуцолан можливе також утворення гідроалюмінатів, гідросульфалюмінатів і гідроалюмосилікатів. Вирішальну роль у зв'язуванні  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  грають склоподібні й аморфізовані компоненти добавок, які містять активні  $\text{Si}_2\text{O}$  і  $\text{Al}_2\text{O}_3$ . В даний



час визнано, що пуцоланова активність обумовлена термодинамічною нестабільністю вказаних компонентів. На пуцоланову активність, крім хіміко–мінералогічного складу і структури, впливає тонкість здрібнювання добавок. Кінетика взаємодії гідролітичного вапна з активними добавками залежить також від температурно–вологісних умов твердіння. Експериментально встановлено, наприклад, що після 24 год гідратації кількість СаО, який не вступив в реакцію, практично не залежить від температури і складає 3...8%. При 90<sup>0</sup>С через 2,5 год у реакцію вступає 68...95% СаО, а при температурі 55<sup>0</sup> С за той ж час – тільки 25...55% СаО.

Зв'язування активними добавками Са(ОН)<sub>2</sub> як продукту гідролізу клінкерних мінералів підвищує ступінь гідратації цементу, що за умови запобігання збільшенню водопотреби і відповідно пористості бетону призводить до збільшення його міцності. Хімічне зв'язування Са(ОН)<sub>2</sub> обумовлює відповідну зміну властивостей цементного каменю і бетону (підвищення водостійкості, сульфатостійкості й ін.).

На процеси твердіння і структуроутворення цементного каменю активно впливають дисперсні мінеральні матеріали які як володіють пуцолановою активністю, так і хімічно інертні при нормальній температурі як мелений кварцовий пісок.

Цементний камінь за визначенням В.М.Юнга можна вважати "*мікробетоном*". Значна частина цементних зерен гідратується неповністю і виконує роль своєрідних *наповнювачів* цементного каменю. Глибина гідратації окремих клінкерних мінералів є неоднаковою і, як впливає з даних Ю.М.Бутта (табл.3.3), навіть у 6 міс. не перевищує для найбільш активного мінералу С<sub>3</sub>С – 15 мкм, а найменш активного С<sub>2</sub>С – 2,7 мкм.

Численними дослідженнями показано, що, крім "природних" наповнювачів, якими служать ядра більшої частини клінкерних часток, у цементі і бетонні суміші можуть бути з успіхом введені "штучні" наповнювачі (мікронаповнювачі) – тонкомелені практично нерозчинні у воді неорганічні речовини, що складаються з часток розміром менш 150 мкм. Ще в 1886 році М.А.Белелюбський опублікував роботу



"Про піщаний цемент", у якій доводив доцільність виробництва цементу шляхом спільного помелу кварцового піску з попередньо розмеленим портландцементним клінкером.

Таблиця 2.3

Глибина гідратації клінкерних мінералів, мкм

Мінерали	Гідратація протягом				
	3 доби	7 діб	28 діб	3 міс	6 міс
C <sub>3</sub> S	3,5	4,7	7,9	14,5	15,0
C <sub>2</sub> S	0,6	0,9	1,0	2,6	2,7
C <sub>3</sub> A	10,7	10,4	11,2	13,8	14,5
C <sub>4</sub> AF	7,7	8,0	8,4	12,2	13,2

Роль активних наповнювачів у бетонних сумішах поряд з хімічно інертними матеріалами виконують і матеріали, що володіють пуцолановою активністю (активні мінеральні добавки). Останні збільшують додатково об'єм гідратних новоутворень цементного каменю.

При замішуванні наповнених сумішей водою частки мінеральної добавки і цементу в просторовій структурній сітці фіксуються за допомогою коагуляційних контактів. Для структур, утворених цементним тістом, міцність контактів  $R$  залежить від ряду факторів:

$$R = \nu f(F_p; \varphi; S_{y0}^2) \quad (2.19)$$

де  $\nu$  – стала хімічної взаємодії;

$F_p$  – результуюча сила взаємодії між частками;

$\varphi$  – ступінь наповнення;

$S_n$  – питома поверхня часток, що беруть участь у взаємодії.

Міцність наповненої цементної системи – результат синтезу процесів хімічної, фізико-хімічної і фізико-механічної взаємодії, у яких наповнювач приймає саму активна участь.

Хімічно активні добавки зміщують спрямованість реакції гідратації у бік інтенсивного виділення новоутворень. Активні мінеральні добавки, вступаючи у взаємодію з гідроксидом



кальцію  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , утворюють низькоосновні гідросилікати. Карбонати кальцію і магнію взаємодіють з алюмовміщуючими клінкерними мінералами, утворюючи комплексні сполуки типу  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot(\text{Ca},\text{Mg})\text{CO}_3\cdot 11\text{H}_2\text{O}$ . Виявлена також можливість обмінних реакцій між карбонатними наповнювачами і гідросилікатами кальцію.

Володіючи високою питомою поверхнею, дисперсні добавки, поряд із прямою хімічною взаємодією, впливають на фізико-хімічні процеси на поверхні розділу фаз. Відповідно до вчення Гіббса-Фольмера енергія утворення зародків кристалів значно зменшується при наявності центрів кристалізації, якими можуть служити частки наповнювача. Імовірність самовільного утворення зародків кристалів  $v_k$  може бути виражена рівнянням:

$$v_k = e^{\frac{\Delta W}{KT}}, \quad (2.20)$$

у якому:

$$\Delta W = -\frac{4}{3}\pi r^3 Q \Delta T + 4\pi r^2 \sigma_{m,p}, \quad (2.21)$$

де  $\Delta W$  – зміна вільної поверхневої енергії між твердою і рідкою фазами;

$r$  – радіус часток, що беруть участь у формуванні кристалів;

$K$  – стала Больцмана;

$T$  – температура;

$Q$  – прихована теплота кристалізації;

$\Delta T$  – різниця температур при переохолодженні;

$\sigma_{m,p}$  – поверхневий натяг на границі кристал – рідка фаза;

$\tau$  – час.

Зменшуючи  $\Delta W$  за рахунок енергії поверхневого розділу, наповнювач істотно прискорює кристалізацію новоутворень. З рівняння (2.20) випливає, що в умовах тепловологісної обробки наповнені цементні системи дають більший ефект, ніж при твердінні в нормальних умовах.

Зменшуючи радіус зерен наповнювача і поверхневий натяг на границі "кристал – рідка фаза", можна значно підвищити імовірність зародження нової фази. При оптимальній



концентрації і дисперсності добавок утворюється дрібнозерниста структура зв'язуючого, що сприятливо відбивається на технічних властивостях штучного каменю. При введенні наповнювача в систему "цемент - вода" швидкість твердіння і міцність зростають доти, доки всі його зерна залишаються оточеними продуктами гідrataції. Для кремнеземистих часток ступінь наповнення можна визначити за кількістю СаО, яку може зв'язати 1г наповнювача. Ступінь наповнення, розрахований таким чином, коливається від 5 до 10% маси цементу.

При надлишку добавок з високою дисперсністю зерен виникають ділянки самонапруження, що в міру росту кристалів може привести до утворення тріщин і інших порушень однорідності мікроструктури.

Дисперсна мінеральна добавка повинна забезпечити максимальну адгезійну міцність між зв'язуючими і заповнювачем і когезійну міцність зв'язуючого, мінімальну пустотність за рахунок витіснення цементного тіста в контактну зону і загальну пустотність бетону в цілому. При цьому ступінь наповнення повинен бути таким, щоб на початковій стадії формування структури були забезпечені задані реологічні параметри суміші.

У відомих дослідках Е.Р.Пінуса було показано, що зменшення міжзернових відстаней у розчинах на кварцовому піску з 210 до 30 мкм дозволяє в 1,5...2 рази збільшити твердість цементного каменю, який зв'язує зерна заповнювача. Без добавки-наповнювача досягти тонкого прошарку цементного каменю, близького до подвоєної ширини контактного шару, досить важко, оскільки потрібний високий ступінь опіснення сумішей, при якому значно погіршуються умови їх готування і формування.

Створення достатніх міцних адгезійних контактів у системі "цемент-наповнювач" можливе лише в тому випадку, якщо поверхнева енергія наповнювача є значно вищою, ніж цементу. Цей висновок базується на термодинамічній концепції адгезії, відповідно до якої основна роль у формуванні адгезійної міцності приділяється співвідношенню значень поверхневої



енергії адгезиву  $W_{ад}$  і субстрату  $W_{суб}$ . При цьому обов'язковою є умова:

$$W_{ад} < W_{суб}. \quad (2.22)$$

Визначення *поверхневої енергії* твердих тіл ускладнене. Для рідин еквівалентом поняття поверхневої енергії слугує поверхневий натяг, який визначається добре розробленими експериментальними методами. Про значення його для твердих тіл можна знати опосередковано – за допомогою ряду розрахункових методів або вимірюваних деяких механічних характеристик. Наприклад, для оцінки поверхневої енергії мінералів поширені методи шліфування, свердління, дряпання, загасаючих коливань. Застосовують також методи, засновані на визначенні енергії руйнування, в основу яких покладена теорія Гриффітса. Інтервал значень поверхневої енергії у різних матеріалів досить широкий: від  $0,072 \text{ Дж/м}^2$  у води при нормальній температурі до  $1...2 \text{ Дж/м}^2$  у таких матеріалів як алмаз або карбід кремнію.

Поверхнева енергія є частиною повної енергії твердого тіла, що визначається сумарним ефектом енергії коливання атомів, кінетичної енергії хаотичного, поступального й обертового руху мікрочастинок (молекул, атомів, іонів, вільних електронів і ін.), потенційної енергії взаємодії цих часток, енергії електронних оболонок атомів і іонів, внутрішньоядерної енергії, енергії електромагнітного випромінювання. Можливий ряд способів збільшення поверхневої енергії (активації) дисперсних мінеральних добавок у бетонні суміші (табл. 2.4).

Відповідно до рівняння Гіббса–Гельмгольца вільна питома поверхнева енергія визначається з рівняння:

$$U = \sigma - T d\sigma / dT, \quad (2.23)$$

де  $U$  – повна поверхнева енергія;

$d\sigma / dT$  – теплота утворення одиниці поверхні.

Для кристалічних твердих тіл питома поверхнева енергія залежить від міцності ґратки, а також від властивостей середовища, оточуючого тіло. Ефективним способом активації





мінеральних добавок за рахунок збільшення поверхневої енергії є механохімічна обробка. Збільшення поверхневої енергії викликається, насамперед розривом міжатомних зв'язків структури. Це має місце при подрібненні, помелі, стиранні твердих тіл.

Таблиця 2.4  
Способи активації мінеральних добавок та їхній вплив  
на механічні властивості бетонів

Способи активації	Кількість наповнювачів від маси цементу, %	Ріст міцності бетонів, %
– домел зі створенням захисних плівок	5...15	125...140
– введення активних присадок для підвищення поверхневої енергії	15...30	130...155
– термообробка до склування	3...18	150
– гідротермальна обробка	30...50	145...165
– гідромеханічна обробка з вапняновміщуючими компонентами	30...40	150...170
– обробка розчинами сильних кислот	10...25	150...165
– обробка гідрофілізуючими ПАР	10...25	115...120
– акустична обробка	$\leq 100$	140...180
– електродинамічна обробка	$\leq 100$	150...170

Нові свіжеутворені поверхні мають значно більш високі значення поверхневої енергії, що обумовлює їх більш високу адгезійну активність. Особливий енергетичний стан нових поверхонь подрібнених мінеральних матеріалів – кварцу, вапняку, магнезиту, гіпсу й ін. можна пояснити утворенням великої кількості ненасичених валентних зв'язків. Так, при подрібненні кристалів кварцу в результаті розриву значної кількості зв'язків Si-O на поверхні зерен утворюються іони  $\text{Si}^{4+}$  і  $\text{O}^{2-}$ .



Певний внесок у підвищення активності кварцового наповнювача при подрібненні дає також його поверхнева аморфізація. Товщина поверхневого аморфізованого шару подрібненого кварцу досягає  $(150..400)10^{-10}$  м. При помелі карбонатних матеріалів відбувається глибоке порушення їхньої кристалічної структури аж до часткової дисоціації з виділенням  $\text{CO}_2$ .

Механічні процеси при помелі мінеральних матеріалів обумовлюють, поряд зі збільшенням їхньої поверхневої енергії, і їхню хімічну активність, що також сприяє високій адгезійній міцності при контакті їх зі зв'язуючими.

Одним із шляхів активації наповнювачів є створення оптимального рельєфу його поверхні. Збільшення шорсткості наповнювача не тільки сприяє механічному заклинюванню зв'язуючого, але і підвищує в такий спосіб площу поверхні контакту. Збільшення адгезійної міцності в цьому випадку йде за рахунок покращення умов змочування.

Форма часток і рельєф їхньої поверхні залежать від типу помельних агрегатів і природи матеріалів. Так, при грубому помелі піску у вібромліні великі зерна виходять округленими, а дрібні – більш кутастими. При здрібнюванні в кульовому млині до розміру часток 0,15...0,6 мм переважають круглі зерна. Дезінтеграторний помел переважно дає кутасті зерна піску.

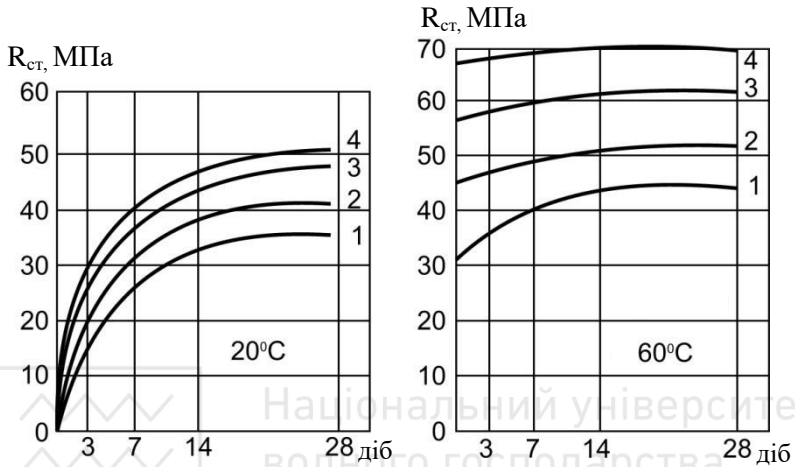
Створення розвинутого мікрорельєфу й одночасно очищення поверхні наповнювачів досягається при травленні їх кислотними або лужними розчинами. Перспективною в цьому плані є ультразвукова обробка, при якій на матеріали впливає інтенсивна кавітаційна ерозія.

Активацію адгезійної здатності наповнювачів за рахунок збільшення їхньої вільної поверхневої енергії можна досягти впливом електричних і магнітних полів, ультразвуковою обробкою, за допомогою іонізуючих випромінювань.

Для досягнення високої адгезійної міцності важливо забезпечити необхідну змочуваність наповнювачів зв'язуючим, що можливо шляхом обробки їх поверхнево-активними речовинами (ПАР).



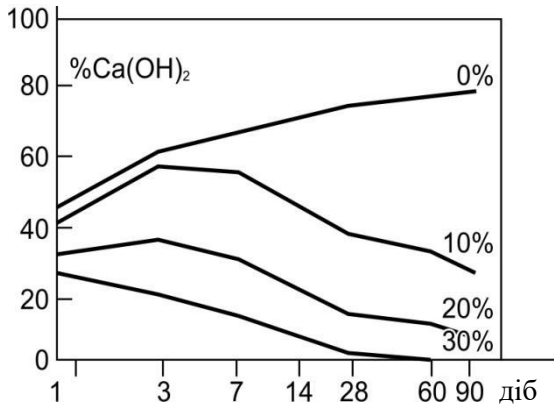
У композиції з добавками суперпластифікаторів виявилися особливо ефективними високодисперсні кремнеземисті порошки – мікрокремнеземи (МК) (рис. 2.32).



**Рис.2.32.** Вплив тривалості твердіння при нормально-вологісних умовах та температурі 60°C на міцність бетону при стиску ( $R_{ст}$ ):

кількість МК: 1 – 0%; 2 – 10%; 3 – 20%; 4 – 30%

Як показали роботи НДІЗБ (В.Г.Батраков, Ф.М.Іванов, С.С.Капрієлов, О.В.Шейнфельд, В.Р.Фалікман і ін.) формування структур цементних систем із МК залежить як від фізичних, так і хімічних факторів. Ультрадисперсні частки МК заповнюють простір між порівняно грубодисперсними частками цементу і утворюють численні коагуляційні контакти. При цьому за рахунок збільшення об'єму адсорбційно-зв'язаної води зменшується об'єм вільної води, підвищуються зв'язність і тиксотропність сумішей. Взаємодія МК із гідроксидом кальцію (рис.2.33) сприяє збільшенню в складі цементного каменю найбільш міцних і стійких низькоосновних гідросилікатів кальцію. У бетонах відбувається істотне збільшення об'єму гелевих пор і зменшується об'єм капілярних пор.



**Рис.2.33.** Зміна вмісту  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  в розчинах, які містять МК

Модифікування бетонів комплексами, що містять МК і суперпластифікатори, дозволило одержувати на звичайному портландцементі при помірній його витраті ( $500 \dots 550 \text{ кг/м}^3$ ) і гранітному щебені бетони з міцністю  $80 \dots 120 \text{ МПа}$ , водонепроникністю  $W16 \dots W20$  і високою корозійною стійкістю. Для досягнення високої морозостійкості (до  $F1000$ ) у бетони додатково вводять газоутворюючу або повітрявтягувальну добавку.



### 3. РОЗРАХУНКОВЕ ПРОГНОЗУВАННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ

#### 3.1. Міцність бетону і правило водоцементного відношення

Прогнозування міцності бетону і проектування його складу є двома найстарішими і взаємопов'язаними між собою проблемами бетонознавства.

Основні роботи Р.Фере, І.Г.Малюги, І.У.Самовича, а потім Д.Абрамса, М.Боломея, М.М.Беляєва, Б.Г.Скрамтаєва, Ю.М.Баженова та інших дослідників призвели до обґрунтування і широкого застосування в практичній технології закону (правила) В/Ц і заснованих на ньому розрахункових залежностей. Незважаючи на численні роботи, які показують недоліки й обмеженість закону В/Ц, практика переконливо показала його працездатність у задачах проектування складів бетонних сумішей. Разом з тим на сучасному етапі розвитку технологічних розрахунків, у зв'язку з необхідністю керування властивостями бетону і переходу до *багатопараметричного проектування складів* бетону, тобто проектуванню їх не тільки за міцністю, але і за рядом інших властивостей, закон В/Ц і відповідні розрахункові залежності вимагають нового осмислення з врахуванням експериментально обґрунтованих положень структурної теорії бетону.

Залежність міцності бетону від В/Ц, яка має вирішальне значення для розрахунку складів бетону, доцільніше розглядати не як якийсь самостійний закон міцності, а як наслідок або правило, що впливає з універсальної фізичної залежності міцності твердих матеріалів від їх відносної густини або пористості. Аналіз різмаїття відомих емпіричних формул показує, що в найбільш загальному вигляді для твердих тіл цю залежність можна виразити ступенневою функцією:

$$R = R_0(1 - \Pi)^n, \quad (3.1)$$

де  $\Pi$  – пористість;

$n$  – показник ступеня, що враховує особливості структури матеріалів;



$R_0$  – міцність безпорового матеріалу.

При заміні пористості на величину відносної густини  $d=1-P$  формула (3.1) набуває виду:

$$R = R_0 d^n . \quad (3.2)$$

На думку С.М.Іцковича для матеріалів ніздрюватої структури  $n$  приблизно дорівнює 2, зернистої 3...6. Існують дані про лінійне збільшення  $n$  зі збільшенням розміру пор.

Р.Фере, вперше в 1892 р. запропонував залежність міцності бетону від параметра, пропорційного відносної густині цементного тіста в бетонній суміші (критерій Фере):

$$R_{\sigma} = k \left( \frac{V_u}{V_u + V_e + V_{ne}} \right)^2 , \quad (3.3)$$

де  $V_u$ ,  $V_e$ ,  $V_{ne}$  – абсолютні об'єми цементу, води і повітря;

$k$  – коефіцієнт, який залежить від якості цементу, тривалості і режиму твердіння.

Формула Фере стала вихідною для проектування складів бетону з заданою міцністю. Шляхом нескладних перетворень можна ввести у формулу Фере параметр В/Ц:

$$R_{\sigma} = k \left( \frac{V_u}{V_u + V_e + V_{ne}} \right)^2 = k \frac{1}{\left( 1 + \frac{V_e + V_{ne}}{V_u} \right)^2} . \quad (3.4)$$

При  $V_{ne} = 0$  формула (3.4) приводиться до виду:

$$R_{\sigma} = \frac{k}{\left( 1 + \frac{V_e}{V_u} \right)^2} , \quad (3.5)$$

де  $\frac{V_e}{V_u}$  – водоцементне відношення за об'ємом.



Закон водоцементного відношення був сформульований вперше Д.Абрамсом, який стверджував, що міцність бетону, приготованого на однакових вихідних матеріалах, не залежить від складу бетонної суміші і визначається тільки водоцементним відношенням. Обробивши результати більш ніж 50 тисяч випробувань, Д.Абрамс запропонував емпіричну формулу:

$$R_6 = \frac{k}{A^x}, \quad (3.6)$$

де  $k$  – коефіцієнт міцності;

$A$  – сталий коефіцієнт;

$x$  – відношення об'єму води до об'єму цементу, насипна густина якого прийнята рівною  $1500 \text{ кг/м}^3$ .

Р.Фере розглядав встановлену ним закономірність в основному як засіб лабораторного вивчення бетону на відміну від Д.Абрамса, який поклав її в основу методів проектування складів бетону, широко реалізованих у будівництві. У цьому полягає основна цінність роботи Д.Абрамса, хоча залежність, запропонована Р.Фере більш близька до сучасних формул міцності бетону, ніж формула Д.Абрамса.

Критерій Фере не враховував зміну структури цементного тіста в міру гідратації, що дозволило Т.К.Пауерсу надалі його видозмінити і представити як концентрацію твердих продуктів гідратації цементу в просторі, доступному для цих речовин (відношення об'єму "гелю" до сумарного об'єму "гелю" і порот):

$$X = \frac{k_z V_{n.c} \alpha}{V_{n.c} \alpha + B / \rho_c} \approx \frac{0.647 \alpha}{0.319 \alpha + B / \rho_c}, \quad (3.7)$$

де  $k_r = 2.09 \dots 2.2$  – коефіцієнт збільшення об'єму продуктів гідратації;

$\rho_c$  – маса цементу;

$V_{n.c}$  – питомий об'єм цементу ( $V_{n.c} = 1/\rho_c = 0.319 \text{ см}^3/\text{г}$ ), величина обернена густині цементу;

$\alpha$  – частина цементу, яка пройшла гідратацію (ступінь гідратації).



Критерій Пауерса, якщо врахувати, що ступінь гідратації цементу  $\alpha$  пов'язаний із активністю цементу, трансформується у вираз:

$$X_1 = \frac{K_1 R_u}{K_2 R_u + B / \Omega}, \quad (3.8)$$

де  $K_1$  і  $K_2$  – емпіричні коефіцієнти.

За Пауерсом міцність при стиску зразків цементного каменю  $R_{ц,к}$  різного віку, що тверділи в нормальних умовах, відповідає емпіричному рівнянню:

$$R_{ц,к} = AX^n, \quad (3.9)$$

де  $A$  – константа, яка характеризує міцність цементного гелю ( $A \approx 240$  МПа);

$n$  – константа, яка характеризує особливості цементу ( $n=2,6\dots3$ ).

Слідом за Фере і Пауерсом однозначні залежності міцності цементного каменю і бетону від густини і близьких до неї параметрам запропоновані багатьма дослідниками (табл.3.1).

Уточнюючи для практичних розрахунків залежність Д.Абрамса, Р.Граф і М.М.Беляєв запропонували наприкінці 20-х років минулого сторіччя формули міцності бетону типу:

$$R_{\sigma} = \frac{R_u}{A(B/\Omega)^n}, \quad (3.10)$$

де  $A$  і  $n$  – коефіцієнти (за Графом  $A=4\dots8$ ,  $n=2$ , за Беляєвим  $A=3,5\dots4$   $n=1,5$ ).

Графічно формулу (3.10) можна представити сімейством гіперболічних кривих (рис. 3.1). Формула не описує область характерну для недостатньо ущільнених жорстких сумішей, коли після досягнення екстремальних при заданому способі ущільнення значень міцність починає зменшуватися при зниженні  $B/\Omega$ .





Таблиця 3.1

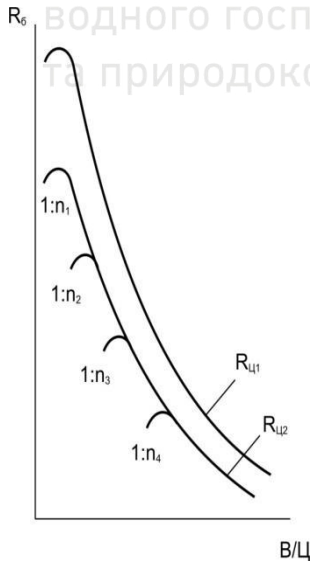
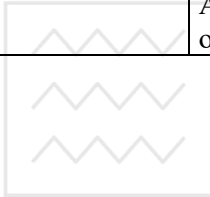
Структурні критерії і формули міцності бетону ( $R_0$ )  
і цементного каменю ( $R_{ц.к}$ )

Автор	Вид залежності
Джулинський	$R_{ц.к.} = R_0 e^{kv}, \quad (3.11)$ <p>де <math>R_0</math> і <math>k</math> – емпіричні константи; <math display="block">v = V_{г.ц.} / (V_{г.ц.} + V_{вип.} + V_{пв.}),</math> де <math>V_{г.ц.}</math> – об'єм гідратованого цементу в одиниці об'єму зразка; <math>V_{вип.}</math> – об'єм води, яка випаровується; <math>V_{пв.}</math> – заповнені повітрям порожнечі.</p>
Вішерс	$R_{ц.к.} = 310 V_T^{2.7}, \quad (3.12)$ <p>де <math>V_T</math> – абсолютний об'єм твердого матеріалу, що складається з продуктів гідратації цементу і не до кінця гідратованих зерен цементу в одиниці об'єму зразка затверділого цементу.</p>
Попович	$R_{ц.к.} = k_B V_{г.ц.}^{1.5}, \quad (3.13)$ <p>де <math>k_B</math> – параметр, що залежить від застосовуваних способів зберігання і випробування, В/Ц та інших факторів; <math>V_{г.ц.}</math> – загальний об'єм продуктів гідратації на 1г цементу.</p>
Рой і Гоуда	$R_{ц.к.} = R_0 \exp(-bp), \quad (3.14)$ <p>де <math>R_0</math> і <math>b</math> – константи; <math>p</math> – пористість.</p>
Шейкін	$R_{ц.к.} = 310 d_{відн}^{2.7}, \quad (3.15)$ <p>де <math>d_{відн}</math> – відносна густина цементного каменю.</p>
Волженський, Чистов	$R_{ц.к.} = f(N), \quad (3.16)$ <p>де <math display="block">N = \frac{Ц[\rho_{ц.} (1+n) - \rho_{ц.к.} (1-\alpha)]}{\rho_{ц.к.} [\rho_{ц.} - Ц(1-\alpha)]},</math> де <math>\rho_{ц.}</math>, <math>\rho_{ц.к.}</math> – густина відповідно цементу і цементного каменю.</p>



продовження табл.3.1

Гершберг, Левін	$R_6 = kR_{ц}(\varphi_{ц} - \varphi_0), \quad (3.17)$ де $\varphi_{ц} = V_{ц}/(V_{ц} + V_{в})$ – об'ємна концентрація цементу в цементному камені; $k$ і $\varphi_0$ – деякі умовні параметри.
Дворкін, Шушпанов	$R_6 = AL_R + b, \quad (3.18)$ де $L_R = \frac{1.294\alpha C}{(1-0.42\alpha)(B-0.42\alpha B_i + \sum V_{n,d})}$ ,де $\sum V_{n,d}$ – сумарний об'єм додаткових пор у бетоні, утворений залученим повітрям, недостаткою цементного каменю і т.д.; $B_i$ – водопотреба бетонної суміші за винятком води, іммобілізованої заповнювачами; $A$ і $b$ – коефіцієнти, що характеризують особливості заповнювачів.



**Рис. 3.1.** Залежність міцності бетону від  $B/C$  та  $R_{ц}$ ;  $1 : n_i$  – відношення маси цементу до маси заповнювача;  
 $R_{ц1} > R_{ц2}$



Приблизно в цей же час, коли були запропоновані залежності Р.Графа і М.М.Беляєва, швейцарський дослідник М.Боломей, ґрунтуючись на залежності Р.Фере, запропонував формулу, яка стала вихідною для сімейства зручних для практики лінійних залежностей  $R_{\sigma} = f(C/B)$ , де  $C/B$  – цементноводне відношення:

$$R_{\sigma} = K(C/B - 0,5) \quad (3.19)$$

Формули  $R_{\sigma} = f(B/C)$ , відбиваючи приблизно гіперболічний характер зміни міцності бетону зі зміною  $B/C$  (рис.3.1), і формули  $R_{\sigma} = f(C/B)$ , які описують лінійну зміну міцності зі зміною  $C/B$ , по суті близькі між собою. Дійсно, геометричною властивістю гіперболи  $v = k/X$ , є здатність в координатах  $U$  та  $1/X$  виражатися прямою лінією.

У той же час Боломей було зазначено, що розрахункова формула (3.19) справедлива в області  $C/B = 0.9 \dots 2.5$ . Для загального випадку Боломей запропонував нелінійний варіант формули міцності:

$$R_{\sigma} = \left[ \left( \frac{\rho_{\sigma.c}}{2.35} \right)^2 - C/B \right]^y \frac{k}{2}, \quad (3.20)$$

де  $\rho_{\sigma.c}$  – густина бетонної суміші;

$y$  – коефіцієнт, що залежить від виду цементу і змінюється в межах  $1.2 \dots 2.0$ ;

$k$  – коефіцієнт, що залежить від якості цементу, терміну твердіння і способу збереження.

М.Боломей вплив активності цементу пропонував враховувати опосередковано через коефіцієнт  $K$  разом з іншими факторами. У 1933 лінійна формула Боломея була удосконалена А.І. Яшвілі, у результаті вона прийняла вид:

$$R_{\sigma} = AR_y(C/B - b), \quad (3.21)$$

де  $A$  і  $b$  – коефіцієнти.



Значення коефіцієнта  $A$  Яшвілі пов'язував з якістю заповнювача. За його даними він коливається від 0,35 до 0,53. Значення коефіцієнта  $b$  пропонувалося зв'язувати з віком бетону: у 3 доби – 0,85, 7 – 0,70, 28 – 0,55, 60 – 0,47, 180 – 0,45 і 360 – 0,43.

Пізніше Б.Г. Скрамтаєв надав формулі М. Боломея вигляду:

для бетону на гравії:

$$R_{\sigma} = 0,5R_u \left( \frac{C}{B} - 0,5 \right), \quad (3.22)$$

на щебені:

$$R_{\sigma} = 0,55R_u \left( \frac{C}{B} - 0,5 \right). \quad (3.23)$$

Після обробки широких експериментальних досліджень, Б.Г.Скрамтаєв і Ю.М.Баженов запропонували залежності, які відображають у цілому нелінійний характер (рис.3.2) залежності міцності бетону від  $C/B$ :

$$\text{при } C/B \leq 2,5 \quad R_{\sigma} = AR_u \left( \frac{C}{B} - 0,5 \right), \quad (3.24)$$

$$\text{при } C/B \geq 2,5 \quad R_{\sigma} = A_1 R_u \left( \frac{C}{B} + 0,5 \right). \quad (3.25)$$

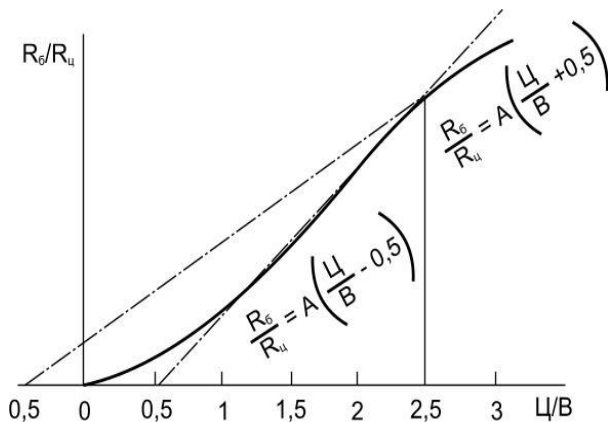


Рис. 3.2. Залежність міцності бетону від  $C/B$



Приведені формули справедливі для бетонів з помірно жорстких і рухливих бетонних сумішей, вкладених вібрацією, при коефіцієнті ущільнення не нижче 0,98.

Залежність міцності бетону від Ц/В суворо дотримується лише за інших “рівних умов”. Багато досліджень показали вплив на міцність поряд із Ц/В легкоукладальності бетонної суміші, об’ємної концентрації цементного каменю (рис.3.3) і ряду інших факторів. За даними Ю.М. Баженова, дійсна міцність може відрізнитися від розрахункової в 1,3...1,5 рази. Склади з великою витратою цементу при тих же значеннях В/Ц характеризуються, як правило, меншою міцністю і навпаки, більш "пісні", але достатньо ущільнені бетони мають підвищену міцність. Важливу відіграють грають також крупність, водопоглинання, характер поверхні заповнювачів, час з моменту їх подрібнення та інші фактори. Зроблено ряд спроб ускладнити залежність міцності бетону від Ц/В або В/Ц, але при цьому часто втрачається основна їх перевага – однозначність функції  $R_{ct}=f(C/V)$ , яка істотно спрощує процедуру розрахунку.

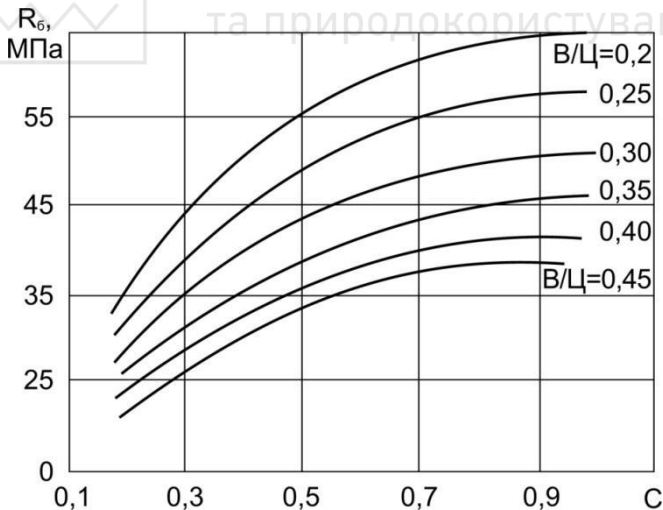


Рис. 3.3. Залежність міцності бетону від об’ємної концентрації цементного каменю



Нижче наведені приклади формул де поряд з В/Ц відображений вплив інших факторів:

- формула Й.М.Ахвердова:

$$R_{\sigma} = \frac{KR_{\sigma}}{0,95 \frac{1-1,65K_{н.г}}{K_{н.г}} B / Ц - 1,65K_{н.г}}, \quad (3.26)$$

- формула В.Н.Шмигальського:

$$R_{\sigma} = R_{\sigma} \frac{0,6 - 0,0014B}{(B / Ц)^{1/3}}, \quad (3.27)$$

- формула Л.Й.Дворкіна та О.Л.Дворкіна:

$$R_{\sigma} = \frac{KR_{\sigma} \cdot Ц / B}{(Ц / B)_{с.р}}, \quad (3.28)$$

де  $K_{н.г}$  – нормальна густина цементу;

$B$  – водовміст бетонної суміші;

$(Ц / B)_{с.р}$  – цементно–водне відношення стандартного цементно–піщаного розчину для визначення активності цементу.

Правило В/Ц в класичній інтерпретації враховує лише вплив на міцність бетону густини цементного каменю через параметр, що характеризує ступінь розрідження цементного клею в бетонних сумішах. Модифікування правила В/Ц і збільшення числа враховуваних факторів, що впливають на міцність бетону, можливе, по–перше, з огляду на вплив заповнювачів на водопотребу бетонних сумішей, і, по–друге, розглядаючи можливість часткової заміни цементу активними добавками й умовно прирівнюючи до впливу води як основного пороутворюючого фактора вплив пор заповнювача і залученого повітря.

Ю.М.Баженовим, Л.О.Алімовим і В.В.Вороніним було запропоновано враховувати вплив на міцність бетону якісної характеристики цементної матриці, яка складається до кінця періоду формування структури – водоцементного відношення



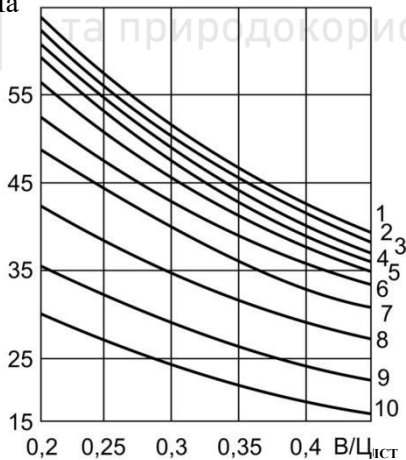
тіста в бетоні або т.зв. "істинного В/Ц", при якому бетонна суміш буде мати таку ж рухливість і такі ж строки тужавлення як у цементного тіста. Показано, що структура цементного каменю, яка склалася до кінця тужавлення, буде впливати на остаточну його густину і за інших рівних умов визначати властивості бетону.

На рис. 3.4 наведені експериментально встановлені залежності міцності на стиск важкого бетону від величини істинного В/Ц –  $(B/C)_{ict}$  і об'ємної концентрації цементного тіста –  $C$ . Дані структурні характеристики бетону можна розрахувати по формулах:

$$(B/C)_{ict} = \frac{B - B_n\Pi - B_{цц}\Psi}{C}, \quad C = \frac{C}{1000} \left( \frac{1}{\rho_{ц}} + (B/C)_{ict} \right), \quad (3.29)$$

де  $B_n$  і  $B_{цц}$  – водопотреба дрібного і крупного заповнювачів;  
 $\Pi$  і  $\Psi$  – їх вміст у бетонній суміші;  
 $\rho_{ц}$  – густина цементу.

$R_6$ , МПа



**Рис. 3.4.** Залежність міцності на стиск важкого бетону від  $(B/C)_{ict}$ :

1 –  $C=1$ , 2 – 0,9; 3 – 0,8; 4 – 0,7; 5 – 0,6; 6 – 0,5; 7 – 0,4;  
8 – 0,3; 9 – 0,2; 10 – 0,15



Наведені дані переконливо показують, що на міцності бетону істотно позначається не тільки якість цементного клею, яку можна характеризувати  $(В/Ц)_{іст}$ , але і його кількісна характеристика – об'ємна концентрація  $C$ .

Загальне  $В/Ц$  бетону можна представити сумою:

$$B / Ц = B_1 / Ц + B_2 / Ц , \quad (3.30)$$

де  $B_1/Ц$  – водоцементне відношення цементного тіста в бетоні, яке складається до моменту визначення водопотреби заповнювачів ("істинне"  $В/Ц^*$ );

$B_2/Ц$  – водоцементне відношення, обумовлене водою ( $B_2$ ), іммобілізованої заповнювачами:

$$B_2 / Ц = \frac{B_n \Pi}{Ц} + \frac{B_{щ} \text{Щ}}{Ц} , \quad (3.31)$$

де  $B_n$  і  $B_{щ}$  – водопотреба відповідно дрібного і крупного заповнювачів;

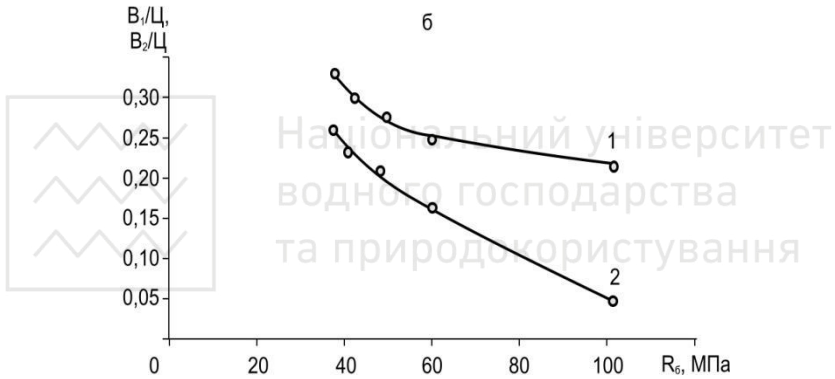
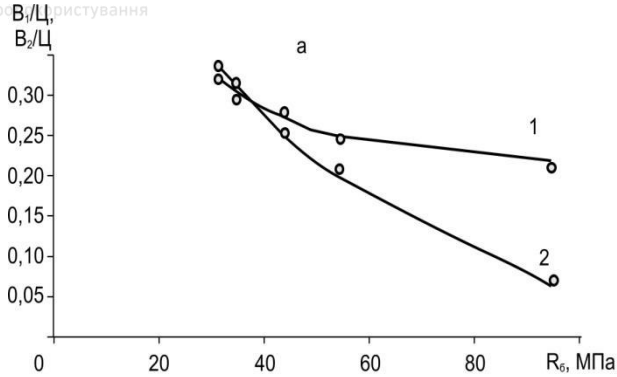
$\Pi$  і  $\text{Щ}$  – витрати дрібного і крупного заповнювачів.

Ми вивчали порівняльний вплив на міцність бетону при стиску в 28-добовому віці ( $R_6$ )  $B_1/Ц$  і  $B_2/Ц$ . Для виготовлення бетонної суміші застосовували портландцемент М500 із  $K_{н.г}=0,25$ , кварцовий пісок, гранітний щебінь ( $B_{\Pi_1} = 0,081$ ;  $B_{\Pi_2} = 0,065$ ;  $B_{щ_1} = 0,022$ ;  $B_{щ_2} = 0,016$ ). Виготовляли цементне тісто з різними значеннями  $B_1/Ц$ , потім його перемішували із заповнювачами і додавали воду згідно з умовою. Результати дослідів наведені на рис.3.5.

---

\* Термін "істинне  $В/Ц$ " у використанні до  $В/Ц$  цементного тіста в бетонній суміші, на нашу думку, є невдалим. Істинним або ефективним  $В/Ц$  в бетонознавчій літературі називають  $В/Ц$  з врахуванням поглинання води заповнювачами.





**Рис. 3.5.** Вплив  $V_1/C$  та  $V_2/C$  на міцність бетону  
(1 –  $V_1/C$ , 2 –  $V_2/C$ ):

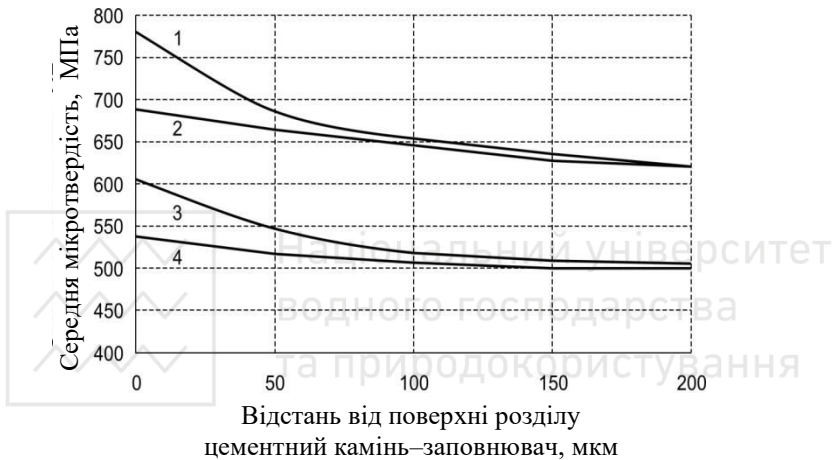
$$a - B_{II_1} = 0,081; B_{III_1} = 0,022; \quad б - B_{II_2} = 0,065; B_{III_2} = 0,016$$

При постійному  $V_1/C$  збільшення  $V_2/C$  за рахунок переходу на заповнювач з більшою водопотребою при постійній витраті цементу призводить до збільшення загального  $V/C$  та зниження міцності.

У найбільшій мірі збільшення  $V_2/C$  позначається на міцності бетону при низьких значеннях  $V_1/C$ . Вода, іммобілізована заповнювачами, послаблює, насамперед, зону контакту основних фаз бетону. Як відомо, руйнування важкого бетону починається як правило з контактного шару.



Для підтвердження припущення про вплив водопотреби заповнювачів на якісну характеристику контактної зони вивчали мікротвердість контактної зони на аншліфах розчинів складу 1:2, виготовлених на досліджених пісках з різною водопотребою. Аншліфи виготовляли зі зразків розчинів у 28-добовому віці, що тверділи в нормальних температурно-вологісних умовах. Результати вимірювання мікротвердості наведені на рис. 3.6.



**Рис. 3.6.** Зміна мікротвердості цементного каменю в розчині на кварцових пісках з різною водопотребою:  
1 –  $V/C=0,5$ ;  $V_n=0,065$ ; 2 –  $V/C=0,5$ ;  $V_n=0,081$ ;  
3 –  $V/C=0,6$ ;  $V_n=0,065$ ; 4 –  $V/C=0,6$ ;  $V_n=0,081$

Вони підтверджують висновки відомих дослідів Т.Ю.Любимової та Е.Р.Пінуса про більш високу мікротвердість цементного каменю в контактних шарах на границі із зернами кварцового піску в розчинах і бетонах. У той же час при однаковому  $V/C$  розчинів мікротвердість контактних шарів помітно знижується з підвищенням водопотреби піску, що відповідно повинне відбиватися на зчепленні цементного каменю із заповнювачем і на величині міцності.

Водоцементне відношення бетону при постійному ступені гідратації  $\alpha$  прямо пропорційне відношенню об'єму пор бетону



до об'єму гідратованого цементу.

Дійсно, ґрунтуючись на виразах пористості бетону і критерія Пауерса (3.7) можна знайти:

$$V_{z,u} \approx 0,647\alpha C \quad , \quad (3.32)$$

$$V_{п} = B - 0,23\alpha C \quad . \quad (3.33)$$

Звідки:

$$B = V_n + 0,23\alpha C \quad , \quad (3.34)$$

$$C = \frac{V_{г.ц}}{0,647\alpha} \quad . \quad (3.35)$$

У наведених формулах  $V_n$  і  $V_{г.ц}$  відповідно об'єми пор і гідратованого цементу в бетоні;  $\alpha$  – ступінь гідратації цементу.

$$B / C = 0,647\alpha \left( \frac{V_n}{V_{z,u}} + 0,35 \right) \quad . \quad (3.36)$$

У загальному випадку при  $\alpha = \text{const}$  відношення об'єму пор бетону до об'єму гідратованого цементу повинне бути пропорційне певному параметру  $y$ :

$$y = \frac{V_g + \Pi_3 V_3 + V_{не}}{V_u} \quad , \quad (3.37)$$

де  $\Pi_3$  і  $V_3$  – відповідно пористість і об'єм пористого заповнювача;

$V_{пв}$  – об'єм повітря в бетонній суміші;

$V_{ц}$  – об'єм цементу;

$V_{в}$  – об'єм води.

Величина  $Z=1/y$  при обсязі пор заповнювача ( $\Pi_3 V_3$ ) рівному нулеві трансформується в параметр, спочатку запропонований Р.Фере ( $V_{ц}/V_{в}+V_{пв}$ ), а при  $\Pi_3 V_3=0$  і  $V_{пв}=0$  в об'ємне цементно–водне відношення  $V_{ц}/V_{в}=0,32C/B$ .

Для практичних розрахунків при проектуванні складів важких і легких бетонів може використовуватися "приведене"  $C/B$ :

$$(C / B)_{пр} = \frac{C + K_{у.е} D}{B + \Pi_3 V_3 + V_{не}} \quad , \quad (3.38)$$



де  $K_{ц.е}$  – коефіцієнт "цементуючої ефективності" або "цементний еквівалент" 1 кг добавки (Д), що вводиться в бетонну суміш для економії цементу.

При використанні параметра  $(Ц/В)_{пр}$  відкривається можливість розробки досить простих універсальних методик розрахунку складів важких і легких бетонів, заснованих на однакових фізичних передумовах.

Таблиця 3.2

Значення коефіцієнтів у розрахунковій формулі

$$P_i = AR_u (Ц / B + b)$$

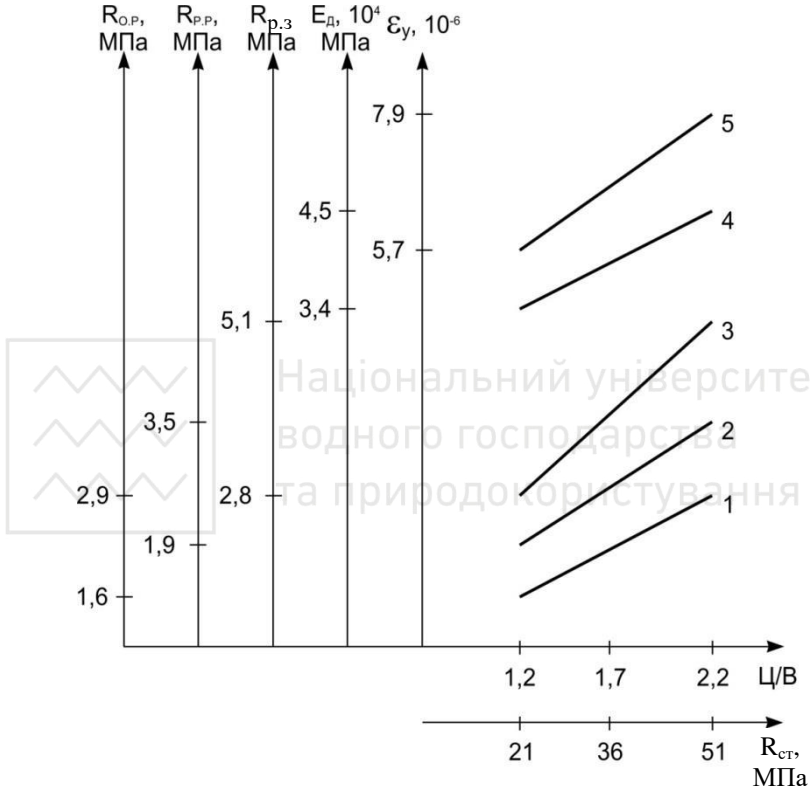
Властивість бетону	Коефіцієнти		Середнє відхилення розрахункових і експериментальних результатів, %
	A	b	
Міцність бетону на розтяг при згині, МПа ( $R_{р,з}$ )	0,045	0,064	11
Міцність бетону на розтяг при розколюванні, МПа ( $R_{р,р}$ )	0,031	0,064	13
Міцність бетону на осьовий розтяг, МПа ( $R_{о,р}$ )	0,026	0,064	15
Динамічний модуль пружності ( $E_d$ )	205	2,18	12
Умовна деформативність* ( $\epsilon_y$ )	$4 \cdot 10^{-6}$	1,5	16

**Примітка:** \* Умовну деформативність знаходили як відношення границі міцності бетону при розтягу розколюванням  $R_{р,р}$  до величини динамічного модуля пружності  $E_d$ .

Залежності  $P_i=f(R_{ц}, Ц/В)$  можуть застосовуватися для розрахунку всіх показників властивостей ( $P_i$ ), які так само як і міцність при стиску однозначно зв'язані з густиною цементного каменю (рис. 3.7). У табл. 3.2 наведені розрахункові значення коефіцієнтів A і b у формулі типу  $P_i = AR_u (Ц / B + b)$ , отримані при статистичній обробці виконаних нами експериментів з використанням портландцементу марок М400 і



М500, гранітного щебеню крупністю 5...20 мм і кварцового піску з модулем крупності 1,7...1,8 при зміні Ц/В від 1 до 2,5. Всі показники властивостей визначали по стандартизованих методиках у віці 28 діб.



**Рис. 3.7.** Значення властивостей бетону в залежності від Ц/В та  $R_{ст}$ :  
 $R_{o,p}$  – міцність на осьовий розтяг (1);  $R_{p,p}$  – міцність на розтяг при розколюванні (2);  $R_{p,z}$  – міцність на розтяг при згині (3);  
 $E_d$  – динамічний модуль пружності (4);  
 $\epsilon_y$  – умовна деформативність (5).  
Портландцемент М500; пісок середній кварцовий;  
щебінь гранітний 5–20 мм



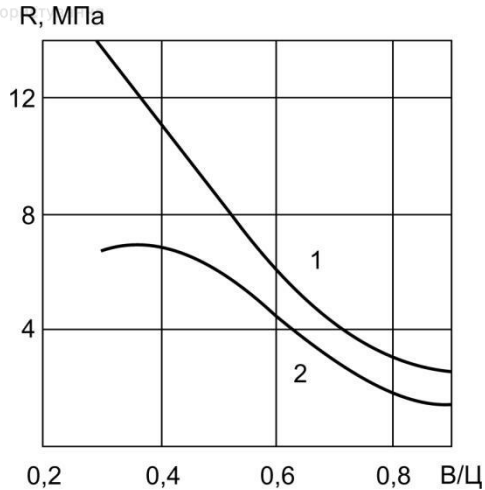
Застосування пропонованих залежностей уніфікує розрахунок показників властивостей бетону, обумовлених густиною цементного каменю, дозволяє прямо враховувати вплив на них параметрів складу бетонних сумішей.

### 3.2. Вплив заповнювачів на міцність бетону

Правило водоцементного відношення навіть при врахуванні іммобілізації частини води заповнювачами і їхньої пористості не може в достатньо повній мірі відбити вплив заповнювачів на міцність бетону. Заповнювачі, складаючи основну масу бетону і формуючи його структуру як композиційного матеріалу, активно впливають на міцність бетону насамперед через *міцність зчеплення (адгезію)* цементного каменю з їхньою поверхнею.

Експериментально встановлено, що міцність цементно-піщаного розчину на кварцовому піску істотно нижче міцності цементного каменю. Зниження міцності, зв'язане з уведенням піску, обумовлено розбігом деформативних властивостей компонентів розчину. Модуль деформації розчину істотно вищий ніж цементного каменю. Він зростає зі збільшенням до певної межі вмісту піску. Розчин має більшу ніж цементний камінь тріщинуватість, викликану седиментаційними явищами і температурними змінами. Застосування дробленого піску дозволяє домогтися деякого підвищення міцності розчину.

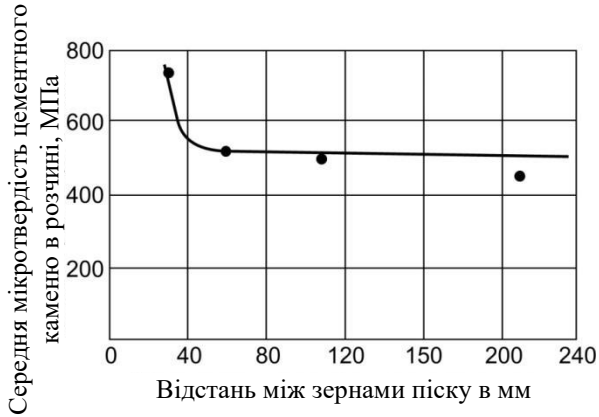
Для щільного примикання цементного тіста до поверхні заповнювача необхідно, щоб ця поверхня була гідрофільною, тобто добре змочувалася водою і водними розчинами. Лише за цієї умови можливі руйнування і видалення плівок пилу, глини, пухирців повітря, адсорбованих поверхнею заповнювача. На суцільність контакту цементного каменю з поверхнею заповнювача істотно впливає водоцементне відношення (рис.3.8). При підвищених значеннях В/Ц за рахунок водовідділення і седиментації цементу, а також наступної контракції води під зернами великого заповнювача утворюються пустоти і послаблені зони.



**Рис. 3.8.** Вплив В/Ц на величини міцності на згин цементного каменю  $R_{ц.к.}$  (1) та на відрив в контакті  $R_k$  з заповнювачами (2) (вік 7 діб)

На стадії ущільнення бетонної суміші повинно бути досягнуте максимальне зближення зерен заповнювача. Оптимальна товщина прошарків між зернами дрібного заповнювача, що забезпечує суцільність контакту складає 40...100 мкм.

На стадії тужавлення поверхня зерен заповнювача відіграє роль підкладки, що забезпечує утворення кристалічних зародків. Інтенсивність зародкоутворення визначається ступенем гідрофільності і адсорбційною здатністю поверхні-підкладки. Розміри зародків кристалів, представлених переважно гідросилікатами кальцію, на поверхні заповнювача збільшуються швидше ніж у міжзерновому просторі. Це призводить до збільшення густини контактного шару цементного каменю. У дослідях Е.Р. Пінуса максимальна мікротвердість була встановлена для цементного каменю, який безпосередньо примикає до поверхні зерен кварцового заповнювача, і її значення досягали 2300 МПа. В міру віддалення від поверхні кварцової підкладки мікротвердість цементного каменю знижувалася до 400...450 МПа (рис.3.9).



**Рис. 3.9.** Зміна мікротвердості цементного каменю в розчині в залежності від відстані між зернами піску

Формування контактної зони змінює властивості не тільки цементного каменю, але і заповнювача. Однак, на відміну від цементного каменю, мікротвердість контактної зони заповнювача може знижуватися в результаті адсорбційного зниження міцності в лужному середовищі. Так, для кварцового заповнювача зниження мікротвердості контактної зони досягає 17% у порівнянні з центральною частиною зерен, у менш активних мінералів мікротвердість контактної зони не міняється.

Прямі визначення міцності зчеплення зерен заповнювача (кварцу й інших неактивних мінералів) з цементним каменем дають результати в межах від 0,6 до 1,0 МПа. Зчеплення цементного каменю із зернами хімічно активних мінералів і насамперед  $\text{CaCO}_3$  дозволяє збільшити міцність у 1,5...3 рази.

С.С.Гордон зробив випробування бетонів на щебені різних кар'єрів. Розходження в міцності бетонів досягали 50%. Найбільша міцність отримана для бетону на щебені з доломітового вапняку з міцністю при стиску 125 МПа. Однаковою виявилася міцність бетонів на граніті з міцністю





160МПа і на доломітовому вапняку з міцністю 61,2 МПа. Про підвищену адгезію цементного каменю до карбонатних мінералів і позитивний її вплив на міцність бетону свідчать експериментальні дані багатьох дослідників. Карбонат кальцію активно реагує з трикальцієвим алюмінатом – одним із продуктів твердіння цементу, утворюючи гідрокарбоалюмінати, існують також дані про утворення при нормальному твердінні основних карбонатів кальцію.

Певною хімічною активністю стосовно компонентів цементного каменю і насамперед  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  володіє і ряд інших мінералів, що входять у заповнювачі. В табл. 3.3 наведена (за Б.М.Виноградовим) активність деяких видів мінеральних заповнювачів у лужному середовищі, тобто в умовах контакту з твердіючим портландцементом, (рН від 12,5 до 13) у бетонах нормального твердіння (Н), що пропарюються (П) і автоклавного твердіння (А).

Механічне зчеплення зумовлене проникненням цементного каменю в заглиблення поверхні заповнювача. При максимально розвинутому рельєфі поверхні заповнювача міцність зчеплення може збільшуватися приблизно в 4 рази в порівнянні зі зчепленням цементного каменю з зерном заповнювача у вигляді гладкої кулі. Майже повне усунення зчеплення між щебенем і цементним каменем, досягнуте покриттям поверхні щебеню шаром асфальтового лаку, знижувало міцність бетону при стиску в місячному віці в 2...2,5 рази (рис.3.10). Заміна піску слюдою також знижує міцність розчинів у кілька разів. Зі збільшенням шорсткості поверхні заповнювача міцність бетону класів В15...В25 зростає до 30%, а більш високих класів до 50%.

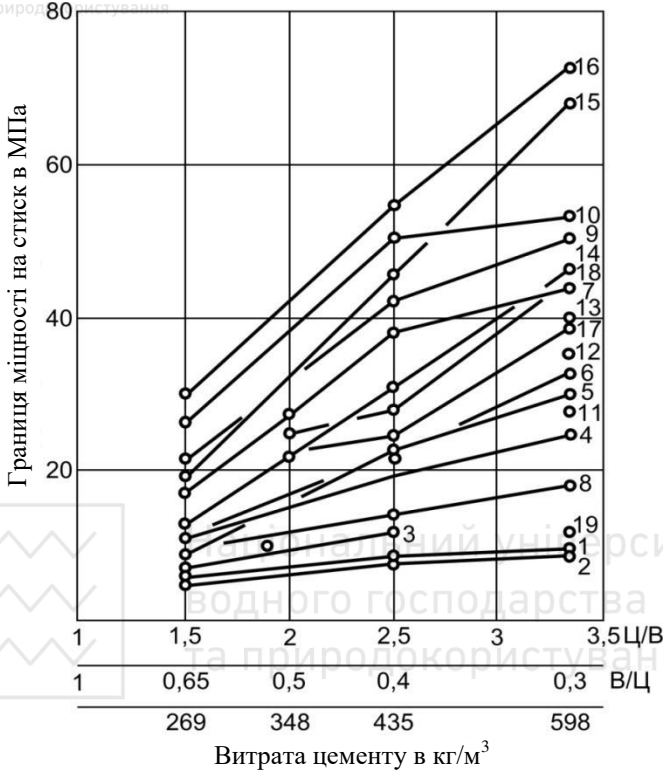


Таблиця 3.3

Реакційна здатність деяких заповнювачів  
бетону на портландцементі

Активний компонент	Прояв активності при твердінні			Заповнювачі	
	Н	П	А	природні	штучні
Кварц	–	–	++	Кварцові піски, піщаники, кварцити	Відходи збагачення залозистих кварцитів
Аморфний кремнезем (опал)	++	++	++	Трепел, опока	–
Лужні вулканічні стекла, тридиміт, кристобаліт	+	++	++	Ліпарити, трахіти, андезити, перліти, обсидіани, пемзи, туфи	Спучений перліт
Алюмосилікатні стекла, метакаолін	+	++	++	Глини, горілі породи	Керамзит, аглопорит, паливні шлаки і золи
Кальцієві і кальцієво–магнієві стекла	++	++	++	Базальти	Гранульовані доменні і електротермомофосфорні шлаки
Лужні алюмосилікати, цеоліти	+	++	++	Змінені ефузивні породи (ліпарити й ін.)	–
Лужні польові ліпарити	–	–	+	Граніти, сієніти, діорити й ін.	Відходи збагачення руд кольорових металів
Алюмосилікати кальцію і магнію	+	++	++	Діабази, анортити	Відвальні доменні шлаки

**Примітка:** – не активний, + малоактивний, ++ інтенсивно реагує.



**Рис. 3.10.** Міцність бетону на щебені з різних матеріалів від Ц/В (за С.С.Гордоном):

- 1 – керамзит чистий; 2 – керамзит, покритий парафіном;
- 3 – кварцовий піщаник; 4 – скло гладке; 5 – скло матове з рельєфом висотою 10 мкм; 6 – скло матове з рельєфом висотою 35 мкм; 7 – граніт гніванський чистий; 8 – граніт гніванський, покритий лаком; 9 – клінкер трирічного віку; 10 – клінкер у віці 2 місяців; 11 – сталеві кулі поліровані діаметром 25 мм; 12 – те ж, діаметром 10 мм; 13 – те ж, діаметром 10 мм; 14 – те ж, шорсткі; 15 – сталеві відрізки гладкої арматурної сталі; 16 – те ж, профільованої арматурної сталі; 17 – розчинний камінь; 18 – цементний камінь; 19 – сталеві кулі шорсткі, покриті тонким шаром парафіну



За даними НДПЗалізобетону для бетонів високих і середніх марок приблизно 40% загальної міцності формується за рахунок адгезійного зчеплення розчинного каменю зі щебенем; 20% – за рахунок механічного зчеплення, викликаного мікрорельєфом поверхні щебеню. Для бетонів низьких класів (міцність розчинної частини менше 20 МПа) більше половини загальної міцності дає зчеплення. Ріст зчеплення досягається в першу чергу зближенням цементних зерен із заповнювачами, чому сприяють зниження В/Ц, ступеня водовідділення і нерівномірного осідання бетонної суміші. Майже повне зчеплення з розчинним каменем досягається при використанні пористих легких заповнювачів.

До числа радикальних заходів, які сприяють поліпшенню зчеплення, відносяться використання добре перемішаних і ущільнених жорстких і особливо жорстких сумішей, що відрізняються практично відсутністю водовідділення.

Величина міцності зчеплення істотно зменшується зі збільшенням розмірів заповнювача, що можна пояснити збільшенням впливу усадки, а також процесами водовідділення і контракції в бетонній суміші.

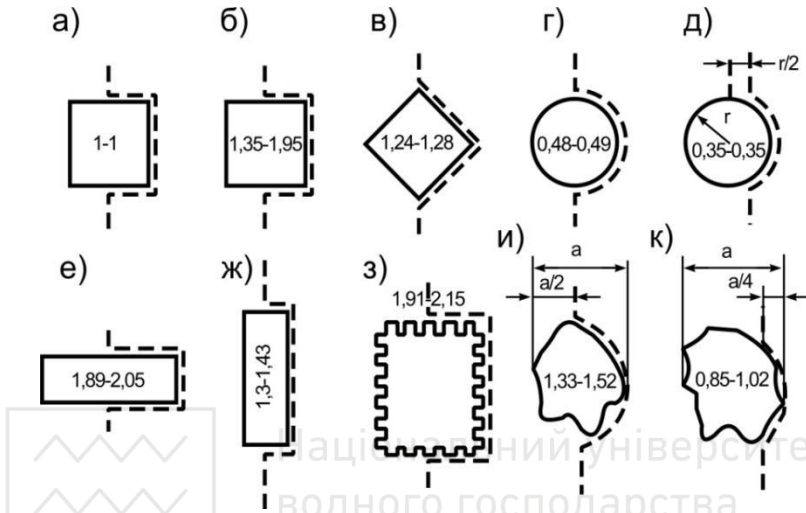
Механічну адгезію характеризують опором зрізу ділянок цементного каменю, що заповнюють западини поверхні заповнювача, і опором зрізу виступів заповнювача в цементному камені. Переважно зріз цементного каменю (розчину) спостерігається для бетонів низьких класів, обидва види зрізу мають місце при руйнуванні високоміцних бетонів. Для легких бетонів на маломіцних пористих заповнювачах характерний зріз заповнювача.

Вплив форми і рельєфу поверхні заповнювача на відносну величину зчеплення за даними Б.М.Виноградова наведений на рис.3.11.

Відповідно до існуючої класифікації зерна щебеню (гравію) за їхньою формою поділяються на кубоподібні (відношення довжини до товщини менше 2), неправильні (від 2 до 3) і лещадні (3 і більше). Міцність бетону знижується зі збільшенням у щебені вмісту зерен лещадної форми від 25 до 50% і більше, що пояснюється негативним впливом останніх на



легкоукладальність бетонної суміші і, як наслідок, на її ущільнення.



**Рис. 3.11.** Вплив форми зерна заповнювача та положення поверхні руйнування на відносну величину зчеплення з розчином:

- цифри всередині зерен – відносна величина зчеплення;
- пунктирна лінія – поверхня руйнування; а – куб з гладкими гранями; б – куб з двома хвилястими гранями; в – куб з гладкими гранями, повернутий на  $45^{\circ}$ ; г – гладка куля;
- д – гладка куля зі змішаною поверхнею руйнування; е – призма з двома хвилястими гранями, розташованими пліском;
- ж – те ж, стійма; з – куб з правильним макрорельєфом на всіх гранях; и – зерно неправильної форми; к – те ж, зі зміщеною поверхнею руйнування

Адгезія твердих тіл залежить від величини їхньої поверхневої енергії, яка визначається міцністю кристалічних ґраток, а також властивостями середовища, яке оточує тіло. Встановлено можливість підвищення активності щебеню і піску за допомогою різних технологічних способів. Збільшення поверхневої енергії досягається при механохімічній обробці матеріалів, розриві міжатомних зв'язків. Нові свіжоутворені



поверхні заповнювача при його подрібненні й інших способах механічної обробки мають більш високі значення поверхневої енергії, що обумовлює їхню підвищену адгезійну активність. Застосування свіжеподрібненого щебеню за даними О.Г.Ольгінського і Ю.М.Мірошника підвищує міцність бетону на стиск до 20%, на розтяг і згин – до 30%. Для одержання високоміцного бетону можливе повторне дроблення щебеню безпосередньо перед виготовленням бетонних сумішей. При цьому руйнується пилювато-глиниста плівка на зернах, розкриваються нові поверхні, що сприяє підвищенню міцності бетону.

Адсорбція подрібненими заповнювачами парів води і вуглекислого газу з повітря і насичення некомпенсованих молекулярних сил призводить до "старіння" їхньої поверхні і служить певною перешкодою утворенню надійних адгезійних контактів. У зв'язку з цим ефективно створення на зернах заповнювача первинного контактного шару структурованого зв'язуючого. З цією метою кварцовий пісок можна обробляти вапном у бігунах. Це підвищує міцність бетону на згин до 25%. Спільний помел цементу і піску також сприяє інтенсифікації процесів структуроутворення в контактних зонах.

Одним зі шляхів активізації заповнювачів є створення оптимального рельєфу їхньої поверхні. Збільшення шорсткості заповнювача не тільки сприяє механічному заклинюванню зв'язуючого, але і підвищує площу поверхні контакту. Збільшення адгезійної міцності в цьому випадку йде і за рахунок поліпшення умов змочування, оскільки кут змочування на реальній твердій поверхні  $\Theta'$  залежить від коефіцієнта шорсткості  $k$  – відношення дійсної площі поверхні до поверхні ідеального гладкого зерна:

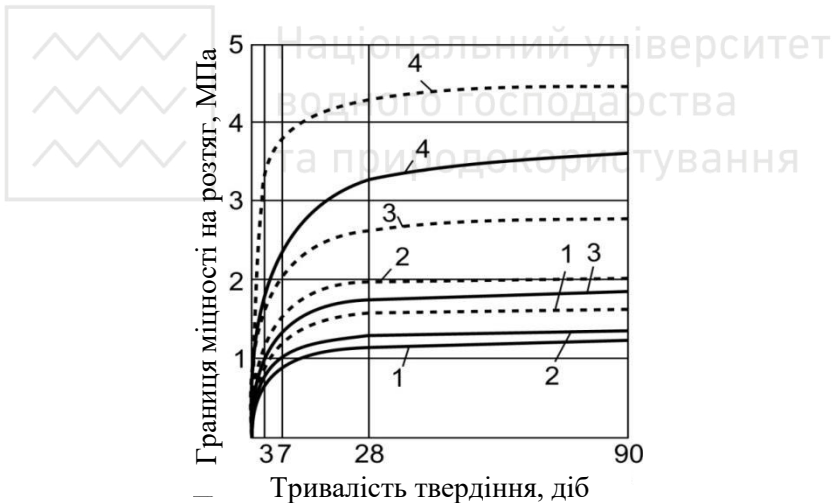
$$\cos\Theta' = k \cos\Theta, \quad (3.39)$$

де  $\Theta$  – кут змочування на поверхні ідеальної гладкої кулі.

Змочувальна рідина розтікається по твердій поверхні за умови:  $k \cos\Theta > 1$ .



Сприятливий вплив розвинутого рельєфу поверхні заповнювача на змочування проявляється коли  $\Theta < 90^{\circ}C$ . Гідрофільність поверхні кам'яних матеріалів можна збільшити, обробляючи їх розчинами певних поверхнево-активних речовин і полімерів (рис. 3.12). Введення у воду замішування 1% розчинної епоксидної смоли зменшує крайовий кут змочування в 2...3 рази. Зворотний ефект досягається при гідрофобізації поверхні зерен. Обробка заповнювача гідрофобізатором призводить до помітного погіршення міцнісних характеристик бетону в результаті погіршення умов зрощення гідратних новоутворень із заповнювачами, зниження якості контактної зони. Негативний вплив водовідштовхувальної поверхні заповнювача виявляється більш сильно у бетонах водного і вологого твердіння.



**Рис. 3.12.** Міцність зчеплення цементного каменю з полірованими пластинками кварцу (1), польового шпату (2) і мармуру (3). Крива 4 – когезія цементного каменю. Суцільні лінії – без добавки епоксидної смоли; пунктирні лінії – 1 % смоли МEG-2 від води замішування



Зчеплення цементного каменю з заповнювачами істотно послаблюється присутністю в останніх плівок глинистих мінералів і гідроксидів заліза. Присутність зазначених домішок у тонких фракціях призводить до збільшення водопотреби бетонних сумішей, що також негативно позначається на міцності бетону. Травлення заповнювачів кислотними або лужними розчинами сприяє як створенню розвинутого мікрорельєфу заповнювачів, так і одночасно очищенню їхньої поверхні. Крім того, обробка заповнювачів певними розчинами призводить до зміни їхнього поверхневого заряду, що також впливає на їх реакційну здатність. У досліджах О.Г.Ольгінського і Ю.М.Мірошника обробка заповнювачів з кислих порід (кварциту, граніту) слабкими розчинами кислот або солей дозволила підвищити міцність зчеплення між зернами заповнювача і цементним каменем на 20...30%, а міцність бетону – більш ніж на 20%.

Активацію адгезійної здатності заповнювачів за рахунок збільшення їхньої вільної поверхневої енергії можна досягти впливом електричних і магнітних полів, ультразвуковою обробкою. Під дією зовнішнього електричного поля молекули й іони, які складають тверді тіла, поляризуються, що сприяє збільшенню адгезійної міцності. Адгезії часток сприяє також зменшення кута змочування під впливом електричного заряду. Існують позитивні результати впливу електроіскрового розряду при подрібненні щебеню на хімічну активність його поверхні. Міцність на згин зразків на кварцитовому і вапняковому щебені при електрогідравлічному подрібненні гірських порід зросла більш ніж на 20%.

Деякими дослідниками зроблені спроби врахувати безпосередньо міцність зчеплення цементного каменю (розчину) у розрахунках міцності бетону.

На основі теоретичного аналізу умов синтезу міцності бетону О.П. Мчедлов–Петросян запропонував формулу:

$$R_{\sigma} = kA \zeta / B(\alpha + \zeta / B), \quad (3.40)$$

де  $k$  – емпіричний коефіцієнт, звичайно менший одиниці і обумовлений відношенням нормального розтягуючого зусилля





цементного каменю, (когезійна міцність) до величини розривного зусилля при відриві цементного каменю від заповнювача (адгезійна міцність);

$\alpha$  – величина, яка обумовлена видом цементу і рівна відношенню середніх енергій зв'язку O-H і Ca-O ( $95:116=0,818$ );

A – експериментально обумовлений параметр.

Застосування формули (3.40) у практичних розрахунках однак ускладнене в зв'язку з відсутністю емпіричних даних про значення коефіцієнта k і складністю його прямого емпіричного визначення.

Невдалим виявилось і пряме врахування внеску в загальну міцність бетону міцності зчеплення між цементним каменем і заповнювачами. О.Є. Десовим запропоноване лінійне рівняння регресії:

$$R_{\sigma} = AR_{p.p}^{zan} + BR_{zc}^{cp} + BR_{\sigma} + R_{стр}, \quad (3.41)$$

де  $R_{p.p}^{zan}$  – міцність заповнювачів на розтяг при розколюванні;

$R_{zc}$  – міцність на розтяг цементного каменю;

$R_{zc}^{cp}$  – міцність зчеплення;

$R_{стр}$  – структурні напруження від усадки бетону;

A, B і B – емпіричні коефіцієнти.

Формула (3.41) не забезпечує достатню збіжність розрахункових і експериментальних результатів. Це значною мірою обумовлене тим, що міцність на розтяг не є досить повною оцінкою якості заповнювача. Експериментально встановлено також, що не спостерігається і чіткої лінійної залежності між міцністю бетону і міцністю зчеплення заповнювачів з розчином.

Більш продуктивним у практичних розрахунках міцності і складів бетону є комплексне врахування впливу заповнювачів. Таке врахування за допомогою узагальнених коефіцієнтів різними дослідниками здійснювалося на базі різних теоретичних передумов. Раніше розглянуті коефіцієнти впливу заповнювачів



на міцність бетону в основних формулах, які відображають правило водоцементного відношення.

С.С.Гордон запропонував для міцності важкого бетону формулу:

$$R_{\sigma} = R_p \frac{E_{\sigma} K_e}{\sigma_p}, \quad (3.42)$$

де  $\sigma_p$  – граничне напруження розчину в напрямку стиску або розтягу;

$K_e$  – коефіцієнт зміни зусилля розриву в результаті введення щебеню в розчин (або піску в цементний камінь);

$E_{\sigma}$ ,  $E_p$  – модулі пружності бетону і розчину.

На підставі аналізу двохкомпонентних структур І.М.Грушко запропонував міцність бетону в загальному виді описати формулою:

$$R_{\sigma} = A_1 A_2 A_3 R_u = A_1 A_2 K(\zeta / B - C) R_u, \quad (3.43)$$

де  $R_u$  – активність цементу;

$A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  – коефіцієнти, що враховують вплив макро-, мезо- і мікроструктури на міцність бетону.

Коефіцієнт впливу  $A_1$  є узагальненим показником макроструктури і залежить від властивостей і кількості щебеню в суміші (табл. 3.4). Значення коефіцієнта мезоструктури  $A_2$  визначаються якісними особливостями піску (табл. 3.5). Коефіцієнт мікроструктури  $A_3 = K(\zeta / B - C)$  залежить від режиму твердіння, мінералогічного складу цементу і виду добавок, які вводяться в бетонну суміш. При даному  $\zeta / B$  його можна знайти, визначивши значення коефіцієнтів  $K$  і  $C$  (табл.3.6).

Таблиця 3.4

Значення коефіцієнта  $A_1$

Щебінь	Пластичні суміші	Помірно жорсткі суміші
Вапняковий, шлаковий	1,08	1,13
Гранітний, базальтовий	1,08	1,13
Фракціонований звичайний	1	1,05



Таблиця 3.5

Значення коефіцієнта  $A_2$

Пісок	Водопотреба пісків, %		
	6...9	9...12	більш 12
Звичайний (пилувато–глинистих часток до 3%)	1,0	0,95	0,90
Чистий (пилувато–глинистих часток до 1%)	1,05	1,0	0,95
Штучний з міцних порід	–	1,05	–

Таблиця 3.6

Значення коефіцієнтів  $K$  і  $C$

Водоцементне відношення в частках від нормальної густоти цементного тіста	Коефіцієнт	Міцність	
		на стиск куба розміром 15×15×15 см	на згин призми розміром 15×15×60 см
Більше 1,65	$K$	0,60	0,42
	$C$	0,50	0,30
Менше 1,65	$K$	0,43	0,40
	$C$	–0,5	–0,5

Спільний вплив міцності заповнювача та активності його поверхні стосовно в'язучої речовини для бетонів порфірової (порової) і контактної структури І.О. Риб'єв пропонує враховувати коефіцієнтом  $n$  (табл. 3.7) у формулі міцності бетону, що впливає з теорії штучних будівельних конгломератів:

$$R_{\sigma} = \frac{R_{\sigma}^*}{\left( \frac{B/C}{B^*/C} \right)^n}, \quad (3.44)$$

де  $R_{\sigma}^*$  – міцність цементного каменю оптимальної структури, виготовленого за тією ж технологією і випробуваного в тому ж віці, що і бетон;



В/Ц і В\*/Ц – водоцементне відношення в бетоні і цементному камені оптимальних структур.

Таблиця 3.7

Значення коефіцієнта  $n$  у формулі (4.64)

Різновид великого заповнювача в суміші	Порфірова структура бетону	Контактна структура бетону
Вапняковий щебінь	0,72...0,53	0,64...0,48
Гранітний щебінь	0,79...0,57	0,69...0,58
Природний гравій	1,32...0,94	1,20...0,94
Керамзитовий гравій	2,50...2,46	2,46...2,16

Певний вплив на міцність бетону здійснює зерновий склад заповнювачів, характеристиками яких є гранична крупність, кількість фракцій і вміст кожної з них у загальній масі заповнювачів. Зазначені характеристики впливають на міцність бетону як прямо, змінюючи його структуру і фізико-механічні параметри, так і побічно через зміну водопотреби бетонних сумішей.

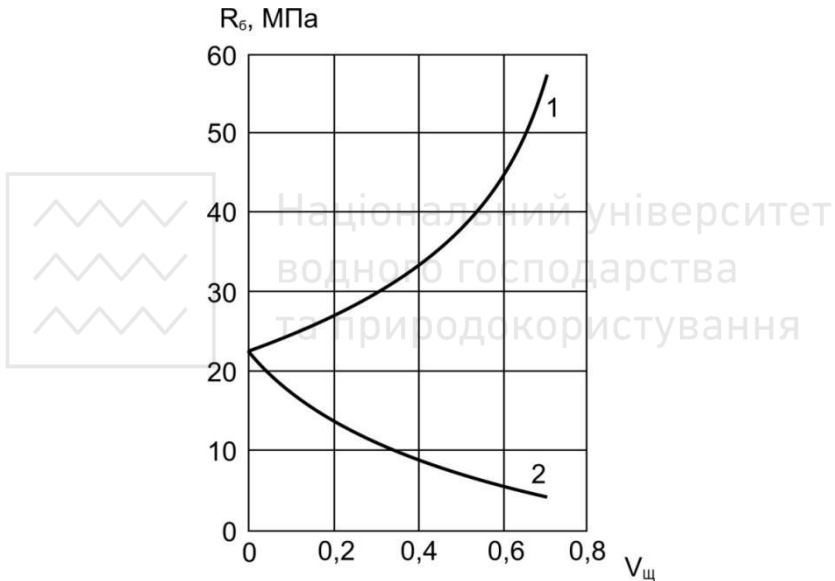
Збільшення крупності заповнювача зменшує загальну водопотребу бетонної суміші і при постійному В/Ц призводить до економії цементу. Разом з тим при зниженні граничної крупності заповнювачів підвищується однорідність бетону і збільшується адгезійне зчеплення заповнювачів з цементним каменем.

В НДІЗалізобетону були проведені досліди, у яких змінювалася величина крупності заповнювача. Моделлю його служили поліровані сталеві кулі діаметром 5, 10 і 25 мм. У кожний із трьох однакових складів бетону при В/Ц=0,3 і водовмісті 180 л/м<sup>3</sup> було введено рівну за масою кількість сталевих куль. Міцність бетону в кубах з ребром 10 см склала відповідно 39,2; 35,2 і 27,6 МПа. Більшість експериментальних даних показують, що з позицій міцності бетону оптимальна гранична крупність заповнювачів лежить у межах 20...40 мм. Зі зменшенням крупності заповнювача збільшується його зчеплення з цементним каменем, однак зростає відносна площа



руйнування, яка проходить по цементному каменю і контактній зоні. Певний негативний вплив підвищення крупності заповнювачів пов'язане із седиментаційними явищами, що ведуть до послаблення бетону за рахунок утворення водних прошарків під заповнювачами.

При достатньому зчепленні з розчинною складовою збільшення змісту крупного заповнювача в бетонній суміші до визначеної межі при незмінному В/Ц підвищує міцність бетону (рис.3.13).



**Рис. 3.13.** Вплив частки щебеню в об'ємі бетону на граничне напруження одноосного стиску при повному зчепленні та за його відсутності:

- 1 – повне зчеплення щебеню з розчином;
- 2 – зчеплення повністю відсутнє

Для бетону з контактною або поровою структурою при дії стискаючого навантаження зусилля концентруються на більш жорстких елементах структури, тобто на зернах крупного заповнювача. Ступінь концентрації залежить від



співвідношення модулів пружності розчину і крупного заповнювача. В міру зменшення вмісту крупного заповнювача і збільшення товщини прошарків розчину утворюється *базальна структура* (структура з плаваючим заповнювачем) і зменшується ступінь концентрації напружень. Вплив крупного заповнювача на міцність для такої структури стає практично невідчутним. У табл. 3.8 приведені дані Б.М. Гладишева про вплив відносного вмісту розчину і щебеню на міцність важкого бетону. Використовувався щебінь із щільного вапняку фракції 10...20мм, кварцовий пісок із  $M_k=2,35$  і портландцемент М400. Склад розчину 1:2 при  $V/C=0,45$ . Як впливає з табл.4.8 зі зменшенням вмісту щебеню з 0,8 до 0,5 міцність зменшилася з 37 до 26 МПа і досягла міцності розчину.

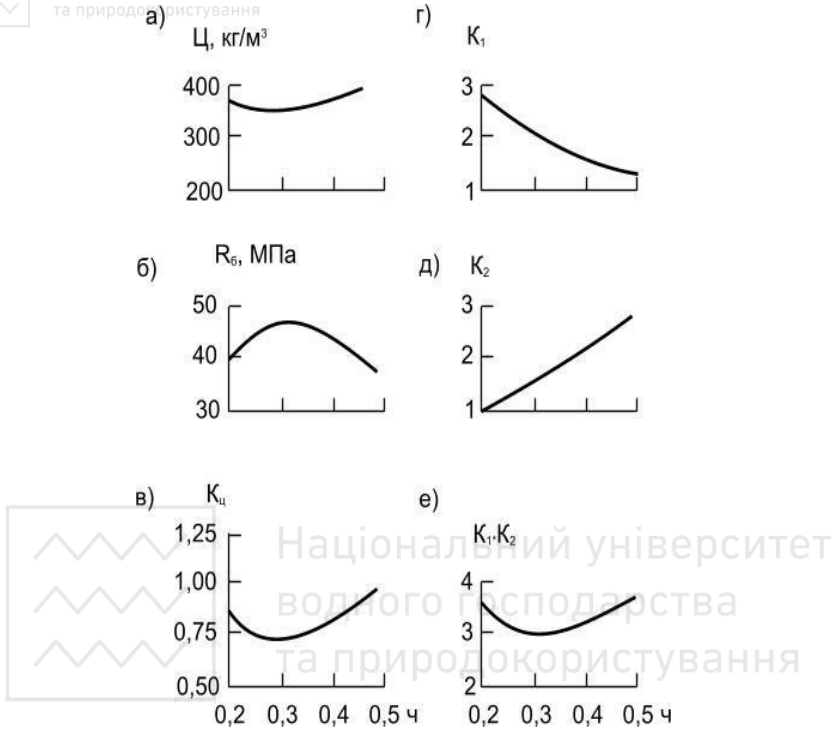
Таблиця 3.8

Вплив відносного вмісту розчину і щебеню на міцність бетону

№ складу	Відносний вміст компонентів		Міцність бетону у віці 28 діб, МПа	
	розчину	щебеню в насипному стані	при стиску	при розтягу
1	0,45	1,0	34,0	2,47
2	0,50	0,90	30,3	2,44
3	0,56	0,80	37,0	2,94
4	0,61	0,70	30,8	1,98
5	0,67	0,60	27,5	–
6	0,73	0,50	26,0	1,75
7	1,0	–	26,0	1,75

Поряд з відносним вмістом крупного заповнювача і розчину на міцність бетону впливає безпосередньо частка піску в суміші заповнювачів ( $g$ ) (рис.3.14).

Ріст вмісту піску, особливо при низьких  $V/C$ , приводить до швидкого зниження міцності розчинного каменю. У багатьох роботах встановлена наявність оптимальної величини  $g$ , при якій в умовах постійної витрати цементу досягається максимально можлива міцність бетону.



**Рис. 3.14.** Вплив частки піску в суміш заповнювачів в об'ємі бетону (розчину) на витрату цементу (а), міцність при стиску (б), коефіцієнт витрати цементу  $K_c = \text{Ц} : R_b$  (в), коефіцієнт  $K_1$  заповнення пустот в піску цементним тістом (г), коефіцієнт  $K_2$  заповнення пустот в щебені розчином (д), добуток  $K_1 K_2$  (е)

### 3.3. Врахування умов і тривалості твердіння

Зміна міцності бетону в часі так само як зміна його інших технічних властивостей залежить від мінералогічного і речовинного складу цементу, структури і складу бетону, умов його твердіння. Підвищення міцності бетону в часі обумовлено зниженням його пористості, збільшенням ступеня гідратації цементу і проходженням ряду процесів, що призводять до



збільшення як когезії часточок цементу між собою, так і адгезії їх до заповнювачів бетону.

Об'ємну пористість цементного каменю в будь-який термін твердіння ( $P_\tau$ ) можна розрахувати за формулою:

$$P_\tau = [1 - \nu_u^0(1 - \alpha)]100\%, \quad (3.45)$$

де  $\nu_u^0$  – абсолютний об'єм цементу;

$\alpha$  – ступінь гідратації цементу.

Для цементного каменю, наприклад, з В/Ц=0,5 розрахункове зменшення пористості приведене нижче:

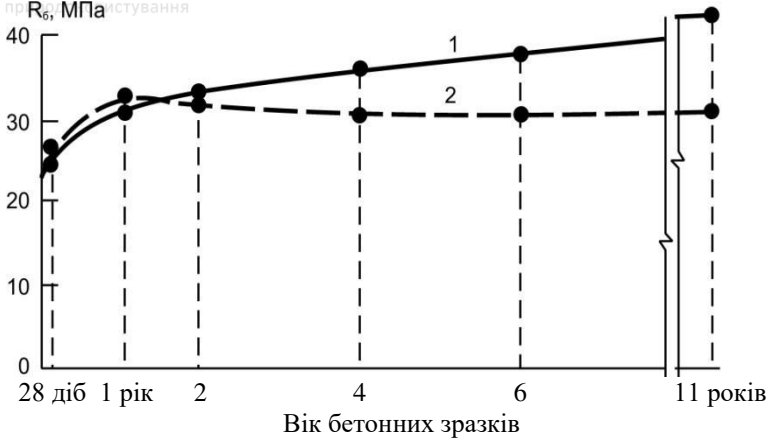
строки твердіння, діб	1	7	28	90	365
кількість хімічно зв'язаної води, % маси цементу	5	12	15	20	25
ступінь гідратації цементу	0,12	0,3	0,37	0,5	0,62
об'ємна пористість, %	55	48	45	40	35

За сприятливих температурно-вологісних умовах міцність бетону росте протягом багатьох років (рис. 3.15). При цьому інтенсивність росту міцності бетону істотно відрізняється для бетонів на цементах різних груп за хіміко-мінералогічним складом. Найбільш інтенсивне наростання міцності після місячного віку виявляють бетони на белітових портландцементях, значно менш інтенсивне наростання пізньої міцності в бетонів на алітових цементах і найменший приріст міцності показують бетони на алюмінатних цементах (табл. 3.9). Як можна бачити з табл. 3.9, інтенсивність росту міцності зменшується в міру збільшення його вихідної міцності.





Національний університет  
водного господарства  
та природокористування



**Рис. 3.15.** Зростання міцності бетону в часі у вологому (1) та сухому (2) середовищах

Таблиця 3.9  
Коефіцієнти наростання міцності бетону на портландцементях різного мінералогічного складу\*

Вік бетонів на цементях	Белітовому		Алітовому		Алюмінатному	
	Вихідна міцність, МПа					
	12	15	21	30	34	47,5
1 міс	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3 міс	1,5	1,25	1,3	1,25	1,1	1,14
6 міс	1,8	1,4	1,41	1,37	1,3	1,18
1 рік	2,0	1,6	1,6	1,5	1,4	1,3
2 роки	2,3	1,8	1,7	1,66	1,47	1,5
3 роки	2,5	1,9	1,8	1,75	1,56	1,6
5 років	2,7	2,0	1,9	1,87	1,6	1,7
10 років	2,7	2,2	2,0	2,0	–	–
20 років	3,0	–	2,0	2,1	–	–
30 років	3,3	–	–	–	–	–

\* Дані наведені В.Б.Судаковим.



Тривале стійке наростання міцності бетону показали дослідження, виконані в зв'язку зі зведенням ряду найбільших гребель і гідровузлів. Випробуванням, наприклад, кернів, вибурених з акведуків насосних станцій каналу ім. Москви, побудованих у 1937 р., встановили, що міцність бетону після закінчення 35 років зростає приблизно в 3,5 рази. Випробування кернів, вибурених із греблі Земо–Авчальської ГЕС після 40 років експлуатації, показало, що міцність бетону водозливної греблі зростає в 2,6 рази, а "бичків" у 2,7 рази. Подібні результати отримані при випробуванні властивостей бетону гідротехнічних споруд у багатьох країнах.

Для орієнтовного прогнозування росту міцності бетону в часі може бути використане приблизно лінійне співвідношення між міцністю  $R_n$  і логарифмом тривалості твердіння  $n$  при  $n \geq 3$  діб і  $t=15...20^\circ\text{C}$  (формула Б.Г. Скрамтаєва):

$$R_n = R_{28} \frac{\lg n}{\lg 28} \quad (3.46)$$

Розрахункові коефіцієнти росту міцності бетону, отримані за формулою (3.46), приведені нижче:

доба	3	7	14	28	90	180	365
коефіцієнти	0,33	0,58	0,79	1,0	1,35	1,56	1,77

О.В. Саталкін, ґрунтуючись на логарифмічному законі наростання міцності бетону, запропонував модифікувати формулу (3.46) і враховувати два значення міцності бетону  $R_{n_1}$  і  $R_{n_2}$  в два строки твердіння:

$$R_n = R_{n_1} + \frac{(R_{n_2} - R_{n_1})(\lg n - \lg n_1)}{\lg n_2 - \lg n_1} \quad (3.47)$$

У формулі (3.47) усувається допущення, що міцність бетону у віці однієї доби дорівнює нулеві ( $\lg 1=0$ ) і представляється можливість додатково врахувати вплив



особливостей цементу та інших факторів на швидкість твердіння бетону.

Для бетонів на сучасних цементах логарифмічна залежність (3.46) дає, як правило, занижені показники міцності для початкових строків твердіння (до 28 діб) і завищені для пізніх термінів твердіння.

Для попередніх розрахунків зміни міцності бетону бажане використання узагальнених емпіричних коефіцієнтів, диференційованих для різних цементів (табл. 3.10).

Таблиця 3.10

Коефіцієнти наростання міцності бетону на різних цементах

Вид цементу	Коефіцієнт міцності бетону у віці, діб.			
	7	28	90	180
Портландцементи:				
Алітові	0.65-0.75	1.00	1.10-1.25	1.30-1.40
Звичайні	0,60...0,70	1,0	1,15...1,35	1,30...1,50
Белітові	0.55-0.65	1.00	1.30-1.40	1.45-1.60
Шлакопортландцементи на:				
кислих шлаках	0.40-0.50	1.00	1.40-1.65	1.60-2.00
основних шлаках	0.40-0.50	1.00	1.35-1.65	1.55-1.90
Пуцоланові портландцементи:				
з добавкою туфу	0.50-0.60	1.00	1.45-1.75	1.55-1.90
з добавкою опоки	0.50-0.60	1.00	1.25-1.55	1.40-1.65

Ріст міцності бетону значною мірою визначається температурно-вологісними умовами твердіння.

Достатня вологість бетону необхідна для нормального протікання процесів гідратації і структуроутворення. Разом з тим, при водонасиченні міцність бетону як і будь-яких інших кам'яних матеріалів знижується. Вода відноситься до полярних рідин і адсорбція її твердими тілами приводить до полегшення мікротріщиноутворення, що передує руйнуванню.



З.М. Цилосані, дослідивши залежність міцності зразків цементно-піщаного розчину від ступеня насичення рідинами різної полярності, знайшов два екстремуми: мінімуми при вологості зразків 2...4% і максимум при 12...16%. Перший екстремум пояснений ним проявом адсорбційного ефекту, другий – зміцнюючим ефектом капілярних сил. Міцність зразків розчину в дослідях З.М.Цилосані при насиченні неполярним гасом або бензином знижувалася на 10%, при насиченні водою – на 40%, а ще більш полярним розчином  $\text{CaCl}_2$  – на 50%.

Величина коефіцієнта розм'якшення підвищується зі зменшенням у бетоні частки великих пор, при цьому утворення дрібнопористої структури забезпечується при твердінні його у вологому середовищі. Частка макропор з радіусом більше 1 мкм у цементному камені, що твердів на повітрі, досягає близько 40%, а при твердінні у воді тільки 10%.

К.А. Мальцов запропонував лінійну залежність міцності бетону при стиску і розтягу від вологості:

$$R_W = R_{W_0} \left( 1 - \frac{W - W_0}{a} \right), \quad (3.48)$$

де  $R_W$  і  $R_{W_0}$  – міцність бетону при вологості рівній відповідно  $W$  і  $W_0$ ;

$a$  – емпіричний коефіцієнт, що залежить від складу бетону, його структурних характеристик та інших факторів.

Зі зниженням температури і особливо наближенням її до  $0^\circ\text{C}$  твердіння бетону різко сповільнюється, що особливо суттєво позначається в ранньому віці. Середні значення швидкості наростання міцності бетону при зміні температури від  $40$  до  $-3^\circ\text{C}$  наведені за даними С.А. Миронова в табл. 3.11.

Темп росту міцності залежить від виду і марки цементу, класу бетону.

Замерзання в бетоні води відбувається не з настанням температури рівної  $0^\circ\text{C}$ , а значно нижче. Температура замерзання води залежить від радіуса пор, у яких вона знаходиться. Основна маса льоду утворюється при зниженні температури до  $-5...-10^\circ\text{C}$ . У цьому діапазоні температур йде



інтенсивне льодоутворення за рахунок замерзання механічно зв'язаної води, що утримується в макропорах радіусом більше 0,1 мкм. При подальшому зниженні температури від -10 до -40<sup>0</sup>С кількість замерзаючої води збільшується незначно за рахунок замерзання її в капілярах радіусом менше 0,1 мкм.

Таблиця 3.11

Середні значення швидкості наростання міцності бетону, %

№ п.п	Вік бетону, дб	Середня температура бетону в конструкції, °С											
		-3		0		5		10		20		40	
		Цемент											
		Б	В	Б	В	Б	В	Б	В	Б	В	Б	В
1	1/2	-	-	2	2	4	4	6	6	10	14	25	30
2	1	2	4	5	6	9	12	12	14	22	28	53	55
3	3	8	10	18	22	25	32	35	40	50	60	85	90
4	5	14	17	28	35	38	46	50	55	65	70	98	98
5	7	18	20	37	43	48	53	56	60	75	80	100	102
6	14	20	25	51	59	67	72	72	80	87	92	-	-
7	28	25	30	70	75	84	85	93	93	100	100		

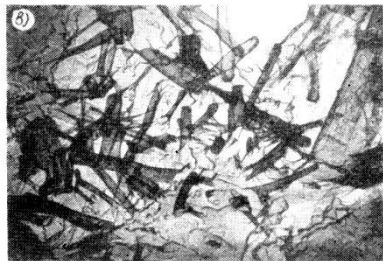
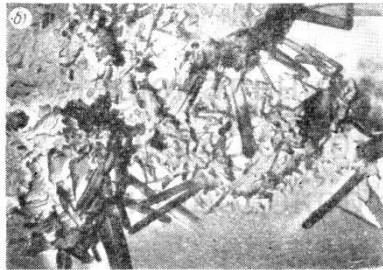
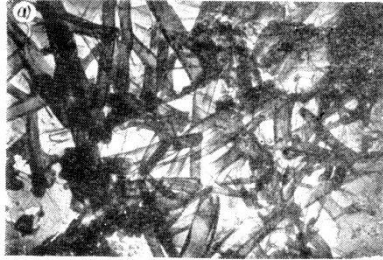
**Примітка:** Б – цемент Белгородського заводу (С<sub>3</sub>А<6%), В – те ж Воскресенського заводу (С<sub>3</sub>А>6%).

Великий вплив на льодистість здійснює тривалість твердіння бетону до початку замерзання (рис.3.16) і водоцементне відношення. Найбільші руйнування в структурі бетону спостерігаються при замерзанні води в порах радіусом 0,1...1 мкм.

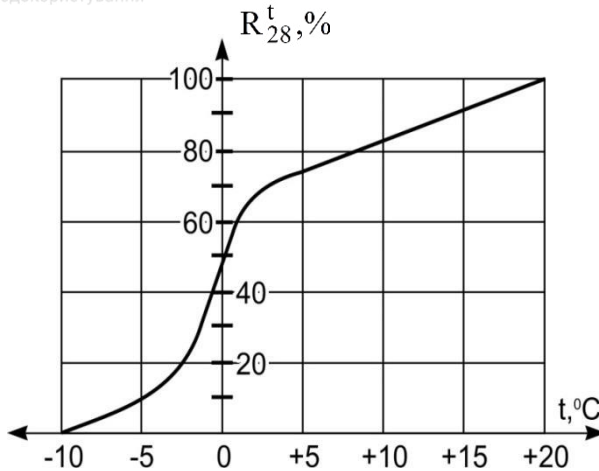
Твердіння води на морозі обумовлене можливістю проходження процесу гідратації і тепловиділення цементу. Частина води при від'ємних температурах залишається в рідкій фазі, тому твердіння бетону продовжується, хоча і дуже уповільнено (рис. 3.16). При температурах нижче 0<sup>0</sup>С гідратація цементу протікає зі спадаючою інтенсивністю і при -10<sup>0</sup>С практично припиняється (рис. 3.17). Про це свідчить і ефект



тепловиділення. При  $0^{\circ}\text{C}$  за 10 діб виділяється близько 60% тепла від тепловиділення при  $20^{\circ}\text{C}$ . При температурі  $-10^{\circ}\text{C}$  тепловиділення у свіжоприготованому бетоні не виявляється.



**Рис. 3.16.** Вплив температури заморожування на структуру цементного каменю в 28-добовому віці:  
а – нормальне твердіння; б – зразки заморожені відразу при  $-2^{\circ}\text{C}$ ; в – те ж при  $-20^{\circ}\text{C}$  (електронні мікрофото;  $\times 1000$ )



**Рис. 3.17.** Наростання міцності свіжоприготованого бетону протягом 28 днів при температурах від +20 до -10<sup>0</sup>С (в % від R<sub>28</sub>)

За 28 днів твердіння при -5<sup>0</sup>С бетон набирає не більше 8% міцності в нормальних умовах, при 0<sup>0</sup>С – 40...50%, при +5<sup>0</sup>С – 70...80%. Після відтавання бетонної суміші твердіння бетону відновлюється, але кінцева міцність його завжди виявляється нижчою за міцність бетону, який твердів у нормальних умовах. Бетони, міцність яких до моменту замерзання складала не менш 60% від проектної, після відтавання набирають до 28 доби необхідну міцність.

Зниження температури сприяє також росту концентрації напружень у структурі бетону через неоднакові коефіцієнти лінійного температурного розширення його компонентів. При підвищеній вологості процеси руйнування бетону інтенсифікуються внаслідок адсорбційного ефекту. Негативний вплив води на міцність бетону підсилюється при заповненні великих пор, порожнин. Замерзаюча вода, розширюючись, створює додаткові внутрішні напруження, причому вони тим більші, чим вищий ступінь водонасиченості. Для збереження здатності до нормального набору міцності при настанні



сприятливих температурно-вологісних умов бетон у період перебування його в замороженому стані повинний бути забезпечений від втрати вологи.

Значну роль у зниженні міцності бетону при заморожуванні його в ранньому віці відіграє ослаблення зчеплення між розчинною частиною бетону і зернами великого заповнювача. Основна причина порушення спільної роботи крупного заповнювача і розчинної складової полягає в тому, що зерна великого заповнювача мають більш високу густину чим розчин. Температура заповнювачів при зимовому бетонуванні, як правило, нижча ніж у розчині і волога з останнього надходить до їх поверхні. При замерзанні води на поверхні заповнювача утворюється крижана плівка.

Раннє заморожування бетону (особливо до кінця тужавлення цементу) значно збільшує загальну пористість бетону. Нижче приведені дані С.А. Миронова про зміну загальної пористості ( $\text{см}^3/\text{г}$ ) зразків бетону, які були піддані ранньому заморожуванню, витримані на морозі 3 доби і тверділи після відтавання 28 діб в нормальних умовах.

Вік бетону до заморожування, год	0	0	3	9	12	24	24	72	28 діб
Температура заморожування	-2	-20	-20	-20	-20	-20	-2	-20	норм. твердіння
Сумарна пористість, $\text{см}^3/\text{г}$	0,077	0,098	0,111	0,080	0,070	0,057	0,05	0,043	0,055

При заморожуванні зразків загальна пористість збільшується в основному за рахунок великих пор ( $r > 1 \text{ мкм}$ ).

Структура бетону, підданого ранньому заморожуванню, характеризується великою кількістю мікро- і макротріщин. Велика частина мікротріщин проходить по границі зчеплення





клінкерних мінералів з гідратованою масою і по самій масі зв'язуючого.

Зі збільшенням терміну попереднього витримання бетону до заморожування структура його поліпшується і помітно зменшується пористість. При заморожуванні бетону у віці 24 год порушення майже відсутні, а об'єм пор наближається до об'єму пор у бетоні нормального твердіння. Час, протягом якого бетон вимагає попереднього витримання до замерзання, залежить від водоцементного відношення і відповідно проектного класу бетону за міцністю. Якщо для бетону з  $V/C=0,45...0,5$  виявляється достатнім витримання в умовах близьких до нормальних протягом 2 діб, то з  $V/C=0,6...0,7$  вже потрібно не менш 3 діб. Лише при такому витриманні міцність бетону в 28 діб після відтавання не знижується більше ніж на 10% у порівнянні з міцністю бетону, що твердів у нормальних умовах.

Т.зв. "*критична міцність*", після досягнення якої заморожування не наносить істотної шкоди структурі, що формується, для бетону класів С7,5 і С12 складає не менше 50% проектною, С15 і С25 не менше 40%, С30 і С40 не менше 30%. Задача будь-якого способу зимового бетонування полягає в запобіганні замерзанню бетону до набуття ним критичної міцності, яка забезпечує необхідний опір тиску льоду. Твердіння бетону протягом необхідного терміну до заморожування забезпечується за рахунок використання власної екзотермії і при додатковій подачі тепла ззовні. Часто обидва напрямки комбінуються для досягнення необхідного ефекту.

На збереження і використання екзотермії бетону спрямований *спосіб термосу*, тобто твердіння бетону в умовах теплової ізоляції, найбільш ефективний при бетонуванні масивів і підземних споруд. При використанні швидкотверднучих цементів і ефективних теплоізоляційних матеріалів спосіб термосу застосовується і при бетонуванні конструкцій середньої масивності. Для підвищення внутрішнього запасу тепла в бетоні підігрівають воду замішування, а в деяких випадках і інші вихідні матеріали, розігрівають бетонну суміш електричним струмом.



Для визначення необхідної тривалості остигання конструкції, яка бетонується ( $\tau$ ), до моменту досягнення визначеної кінцевої температури застосовують формулу, виведену з рівняння теплового балансу:

$$\tau = \frac{C\rho_b(t_{b.n} - t_{b.k}) + q_{ц}Ц}{KM_n(t_{b.cр} - t_n)}, \quad (3.49)$$

де  $C$  – питома теплоємність кДж/(кг·°C);

$\rho_b$  – середня густина бетону, кг/м<sup>3</sup>;

$t_{b.п}$ ,  $t_{b.к}$ ,  $t_{b.cр}$  і  $t_n$  – відповідно початкова температура бетонної суміші перед укладанням у конструкцію; кінцева температура бетону, до якої здійснюється розрахунок тривалості остигання; середнє значення температури бетону за час остигання і температура зовнішнього повітря, °C;

$q_{ц}$  – тепловиділення 1 кг цементу за час остигання бетону, кДж;

$Ц$  – витрата цементу на 1 м<sup>3</sup> бетону, кг;

$K$  – коефіцієнт теплопередачі опалубки, Вт/(м<sup>2</sup>·C);

$M_n$  – модуль поверхні остигаючої конструкції, тобто відношення площі поверхні охолодження до об'єму, м<sup>-1</sup>.

Для розрахунку за формулою (3.49) уточнюється початкова температура бетону з врахуванням втрат тепла на нагрівання арматури й опалубки і розраховується середня температура твердіння бетону в процесі його остигання. Тривалість остигання бетону попередньо визначається без врахування екзотермії, а потім коректується після визначення кількості тепла, яке виділяється цементом. Міцність бетону в % від проектної, відповідну розрахунковому часу остигання, знаходять по довідкових графічних або табличних даних. При проектуванні складів бетону задача може полягати в уточненні необхідної тривалості остигання для досягнення заданої міцності бетону до замерзання з вибором відповідних технологічних рішень, що забезпечують задану міцність у встановлений термін.

Найбільш розповсюдженим способом зовнішнього обігріву бетону при зимовому бетонуванні є



*електротермообробка* монолітних конструкцій. Розроблені і застосовуються на практиці електродний прогрів у т.ч. попередній електророзігрів бетонних сумішей; нагрів в електромагнітному полі (індукційний); обігрів різними електронагрівальними пристроями (контактний, конвекційний, у тому числі інфрачервоним випромінюванням).

Принцип використання електричного струму для прогріву бетону і залізобетону заснований на законі Джоуля-Ленца:

$$Q = 3600I^2 R \tau, \quad (3.50)$$

де  $Q$  – кількість теплоти, яка виділяється при проходженні струму, кДж;

$I$  – сила струму, А;

$R$  – опір бетону, що прогривається, Ом;

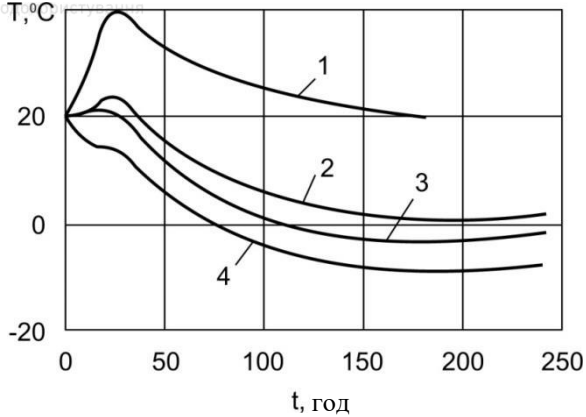
$\tau$  – час проходження струму, год.

Вибір того чи іншого способу електропрогріву бетону залежить від розміру і конфігурації конструкції, характеру армування, наявного устаткування та ін.

Найстарішим способом бетонування при від'ємних температурах є використання опалювальних споруд – тепляків, призначених для обігріву окремих конструкцій. Застосовують також паропрогрів конструкцій у парових сорочках, переносних камерах та ін.

Ефективним способом забезпечення твердіння бетону при від'ємних температурах є *введення хімічних добавок* – електролітів.

При введенні хімічних добавок, які знижують точку замерзання рідкої фази, гідратація і тепловиділення цементу відбуваються при більш низьких від'ємних температурах (рис.3.18), що широко використовується в практиці зимового бетонування. Додавання, наприклад, безводного хлориду кальцію в кількості 1...7% води замішування знижує температуру замерзання на 0,4...3,4<sup>0</sup>С.



**Рис. 3.18.** Зміна температури бетону при його термосному твердінні:

1 – без добавок, 20<sup>0</sup>С; 2 – з добавкою 6% нітриту натрію (НН), 0<sup>0</sup>С; 3 – те ж, -5<sup>0</sup>С; 4 – з добавкою 14% НН, -10<sup>0</sup>С

Зміна температури замерзання води  $\Delta T_1$  в залежності від молярної концентрації розчиненої речовини ( $C_d$ ) описується рівнянням:

$$\Delta T_1 = K_{кр} i C_d, \quad (3.51)$$

де  $K_{кр}$  – криоскопічна стала;

$i$  – коефіцієнт, який враховує ступінь дисоціації добавки.

Бетони з протиморозними добавками застосовують за умови набору ними критичної міцності до замерзання не менше 5 МПа, а при підвищених вимогах до морозостійкості і водонепроникності – не менше 50% проектної міцності. Концентрація добавок, які розчиняються у воді замішування, вибирається в залежності від середньої розрахункової температури твердіння. Вона може коливатися для різних добавок від 3 до 10% і більше від маси цементу.

Протиморозні добавки можна розділити на дві групи:

1) добавки, які знижують температуру замерзання рідкої фази та істотно не впливають на тужавлення і швидкість



твердіння цементу (нітрит натрію, хлорид натрію, водні розчини аміаку та ін.);

2) добавки, які поєднують в собі здатність до сильного прискорення процесів тужавлення і твердіння цементів з хорошими антифризними властивостями (поташ, суміші хлориду кальцію з хлоридом натрію, нітритом натрію, сечовиною й ін.).

Крім цих основних двох груп в окремих випадках при зимовому бетонуванні використовують речовини зі слабкими антифризними властивостями, але такі, що сприяють швидкому утворенню мікрокапілярної структури цементного каменю і викликають сильне тепловиділення (сульфати алюмінію, заліза та ін.).

Усереднені дані щодо наростання міцності бетону з основними протиморозними добавками при від'ємних температурах приведені за даними НДІЗБ в табл. 3.12.

Таблиця 3.12

Наростання міцності бетону на портландцементі з протиморозними добавками

Добавка	Температура твердіння бетону, °С	Міцність при стиску, % марочної, при твердінні на морозі, діб			
		7	14	28	90
НН, ННК	-5	30	50	70	90
	-10	20	35	55	70
	-15	10	25	35	50
ХК+ХН	-5	35	65	80	100
	-10	25	35	45	70
	-15	15	25	35	50
	-20	10	15	20	40
НКМ, НК+М, ННК+М	-5	35	50	80	100
	-10	20	35	60	80
	-15	15	25	35	60
	-20	10	20	30	50



продовження табл.3.12

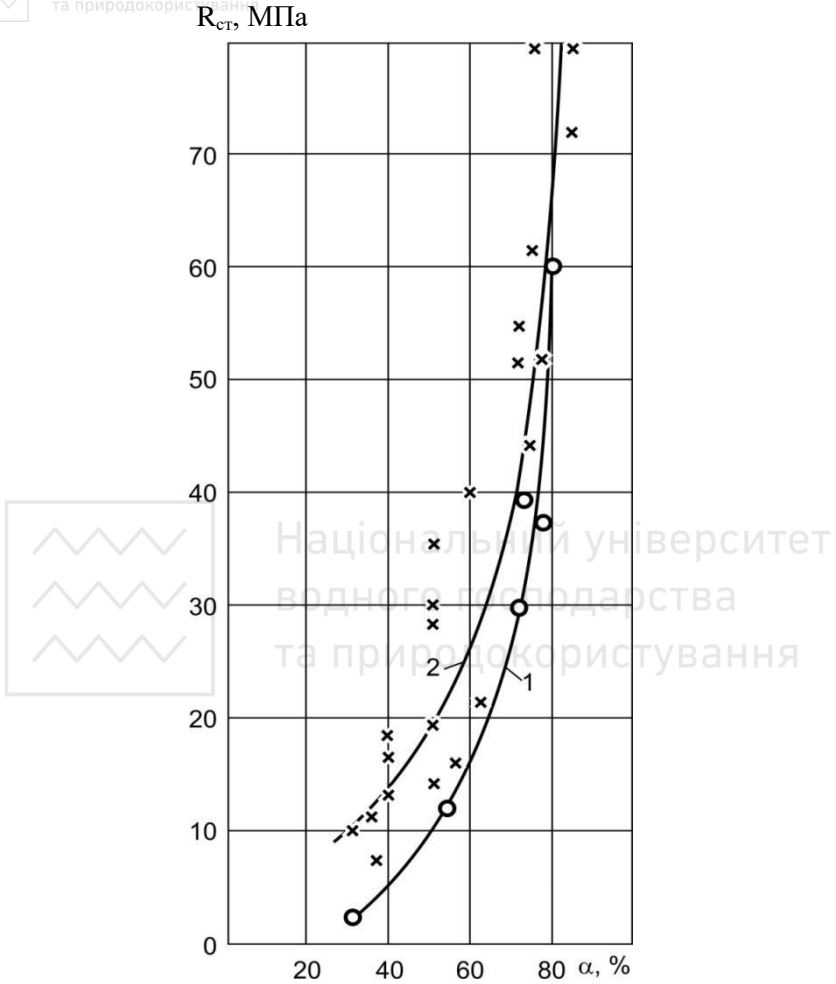
ХК+НН	-5	40	60	90	105
	-10	25	40	65	90
	-15	20	35	45	70
	-20	15	30	40	60
	-25	10	15	25	40
ННХК, ННХК+М	-5	50	70	95	105
	-10	30	45	70	90
	-15	20	35	45	70
	-20	15	30	40	60
	-25	10	15	25	40
Поташ	-5	50	65	75	100
	-10	30	50	70	90
	-15	25	40	65	80
	-20	20	35	55	70
	-25	15	30	50	60

**Примітка:** Протиморозні добавки: ХН– хлорид натрію; ХК – хлорид кальцію; НН – нітрит натрію; ННК – нітрит–нітрат кальцію; М – сечовина; НК – нітрит кальцію; НКМ – нітрат кальцію із сечовиною; ННХК – нітрит–нітрат-хлорид кальцію.

Позитивному впливові протиморозних добавок на міцність бетону сприяє поліпшення при їхньому введенні порової структури цементного каменю, контакту із заповнювачами і підвищення ступеня гідратації (рис. 3.19).

Протиморозні добавки застосовують як при відкритому твердінні конструкцій, так і в сполученні з їх термосним витримуванням. В останньому випадку остигання бетону відбувається повільно і досить тривалий час він зберігає додатну температуру.

При використанні електрообігріву протиморозні добавки скорочують тривалість твердіння і витрату енергії. Крім того, вони підвищують електропровідність рідкої фази і знижують температуру обігріву.



**Рис. 3.19.** Залежність міцності при стиску цементного каменю від ступеня гідратації аліту  $\alpha$  в портландцементі:

1 – без добавки; 2 – з добавками НКМ і ННХКМ

Ряд добавок при твердінні цементу утворює подвійні солі з алюмінійвмісними фазами цементу  $C_3A$  і  $C_4AF$ , а також продуктами їхньої гідратації (гідрохлоралюмінати,



гідронітроалюмінати, гідрокарбоалюмінати). У результаті цього вміст добавок у рідкій фазі бетонної суміші знижується. Оптимальними при введенні протиморозних добавок виявляються високоалітові низько- та середньоалюмінатні цементи.

При виборі добавок враховують їхню корозійну активність стосовно арматури. Добавки хлоридів не допускається застосовувати для залізобетонних конструкцій. Композиція хлоридів з нітритом натрію дозволяє розширити їхню область застосування, однак комплексні хлорвміщуючі добавки не можна застосовувати для попередньо напружених конструкцій, залізобетону з ненапруженою арматурою з діаметром менше 5 мм, для конструкцій, що мають випуски арматури або закладні деталі. Добавка нітриту натрію, маючи антифризну дію, одночасно є інгібітором корозії арматури і її можна застосовувати практично без обмежень у залізобетонних конструкціях (не застосовують цю добавку лише в тих випадках, коли в заповнювачі містяться включення реакційноздатного кремнезему). Разом з тим, при використанні кристалічного нітриту натрію варто враховувати його пожежну небезпеку і отруйність.

Підвищення температури при твердінні прискорює хімічні реакції гідратації, що позитивно впливає на ріст міцності бетону. Різде прискорення процесів твердіння бетонів настає при температурах 70...95°C (табл. 3.13) і особливо при 170...200°C (рис. 3.20). Однак, при недостачі води в бетоні вплив підвищених температур сповільнює процес гідратації, знижує міцність бетонів. При повному випаруванні води процес твердіння припиняється. Позитивний вплив підвищених температур на швидкість твердіння бетонів став основою розробки і широкого застосування в технології залізобетонних конструкцій *тепловолісної обробки*. Бетон нагрівають за допомогою пари, електроенергії, інфрачервоних променів та ін. При температурах більших 100°C тепловолісну обробку ведуть в автоклавах і спеціальних герметичних формах.





Таблиця 3.13

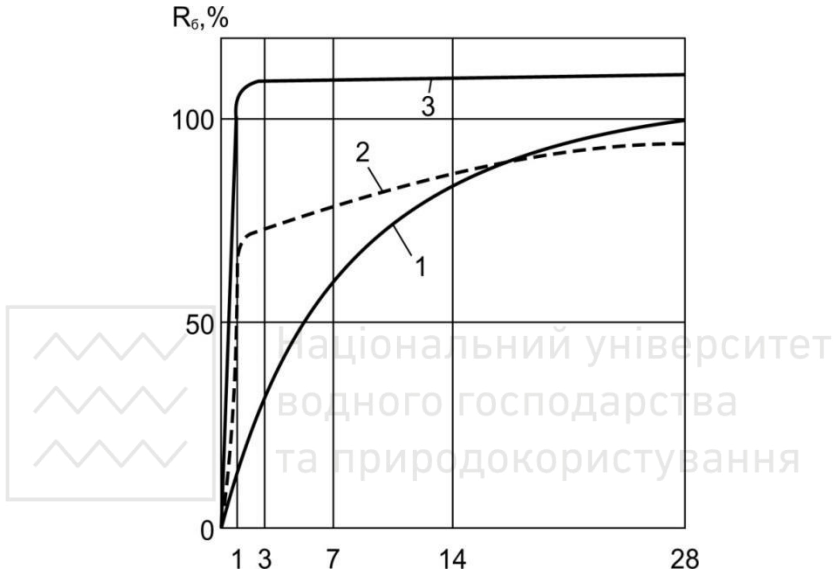
Ріст міцності важкого бетону після теплової обробки  
(дані НДІЗБ)

Клас бетону	Ц/В	Загальний цикл теплової обробки, годин	Міцність бетону, % від 28–добової, після закінчення теплової обробки при 80 <sup>0</sup> С через, годин			
			0,5	4	12	24
С15	1,5...1,3	5	20...30	30...40	34...44	38...48
		7	33...43	40...50	43...53	48...58
		9	41...51	47...57	50...60	55...65
		11	47...57	52...62	55...65	60...70
		13	52...62	56...66	60...70	62...72
		16	55...65	58...68	62...72	63...74
		20	57...67	60...70	63...73	65...75
С25	2...1,7	5	28...38	35...45	38...48	41...51
		7	38...48	45...55	48...58	50...60
		9	47...57	52...62	55...65	58...68
		11	52...62	57...67	60...70	63...73
		13	56...66	60...70	64...74	66...76
		16	60...70	63...73	66...76	68...78
		20	62...72	65...75	68...78	70...80

Для одержання довговічного бетону важливо звести до мінімуму його деформації при температурному впливі. Залишкові деформації мають місце при недостатньому попередньому витримуванні бетону до теплової обробки, підвищеній швидкості підйому температури і її зниження після відключення подачі пари. Багаторічні дослідження, виконані в НДІЗБ (С.А. Миронов, Л.А. Малініна), показали необхідність попереднього витримування сформованих виробів до початку теплової обробки не менше 1...2 год. Допустима максимальна швидкість підйому температури пропарювання при вільному волого– і теплообміні і наявності відкритих поверхонь для немасивних виробів складає 30...35°С/год. З підвищенням масивності виробів і водовмісту бетонної суміші швидкість підйому температури повинна знижуватися. Так само як і швидкість підйому температури, швидкість остигання не



повинна перевищувати 30...40°C/год, при цьому не допускається висушування бетону. Плавний підйом температури та її зниження, які запобігають виникненню значних температурних градієнтів і напружень, особливо важливі для виробів, до яких висувають підвищені вимоги по морозостійкості.



**Рис. 3.20.** Зростання міцності бетону в часі:

1 – нормальні умови твердіння; 2 – пропарювання при атмосферному тиску і температурі 80°C; 3 – запарювання в автоклаві

Оптимальна температура пропарювання бетонів на портландцементі 80...85°C, більш висока температура приводить до зниження кінцевої міцності, особливо відчутне для бетонів з рухливих сумішей з підвищеним В/Ц. Для бетонів на композиційних цементах оптимальна температура пропарювання підвищується до 95...100°C.

При автоклавній обробці вироби твердіють при тиску водяної пари 0.9...1,3 МПа і температурі відповідно 175...195°C. З огляду на те, що за таких умов вода в бетоні зберігається в



рідкій фазі, створюються умови для прискореного твердіння бетону, набуття ним високої міцності вже через 1...2 год його ізотермічного прогріву. Величина температурних перепадів у бетоні при автоклавній обробці залежить від інтенсивності підйому і зниження тиску пари. Небезпека виникнення тріщин при розвитку температурних напружень підвищується при обробці виробів великої товщини, суцільного перерізу або з ніздрюватих бетонів з підвищеним водовмістом.

У НДІЗалізобетону встановлена залежність міцності цементних розчинів і бетонів на цементях різного мінералогічного складу від часу теплової обробки ( $\tau$ ) у годинах при температурі ізотермічного витримання  $80^{\circ}\text{C}$ . Тепловій обробці піддавалися зразки по режимах  $3+n+2$  год ( $n$  – тривалість ізотермічного прогріву) з попередньою витримкою 2 год, випробували їх через 6 год після витягування з камери. Встановлена залежність виражається формулою:

$$R_{\sigma} = A(\lg \tau - \lg \tau_0), \quad (3.52)$$

де  $A$  – параметр, який характеризує роль даного цементу при пропарюванні і умови випробування МПа;

$\tau$  – час теплової обробки в год, що включає період ізотермічної витримки  $n$  і частину періодів розігріву і остигання, протягом яких температура зразків перевищує  $60^{\circ}\text{C}$ , в середньому  $\tau = n+3$ ;

$\tau_0$  – індукційний період твердіння, тобто період початку утворення міцної структури.

Параметри рівняння (3.52) для цементів різного мінералогічного складу приведені в табл. 3.14.

Як видно з табл. 3.14, при рівній кількості  $\text{C}_3\text{A}$  міцнісна характеристика цементів, застосовуваних в умовах пропарювання, підвищується зі збільшенням вмісту  $\text{C}_3\text{S}$  в клінкері. При рівній кількості аліту вона зростає при зниженні вмісту  $\text{C}_3\text{A}$ , чим більше  $\text{C}_3\text{A}$ , тим коротший індукційний період. Максимальну швидкість твердіння і набору міцності в бетонах, що пропарюються, мають цементи I групи, мінімальну – III групи.



Таблиця 3.14

Параметри рівняння (3.52)

Група цементів	Номер цементів	Мінералогічна характеристика цементу	A, МПа	$\tau_0$ , ч	Межа лінійності функції в год
I – низько-алюмінатні	1	$C_3A=2...3\%$ ; $C_3S=60\%$	12,5	0,6	20...25
	2	$C_3A=2...3\%$ ; $C_3S=50\%$	9,5	0,45	20
II – середньо-алюмінатні	3	$C_3A=8\%$ ; $C_3S=60...65\%$	10,0	0,15	9...10
	4	$C_3A=8\%$ ; $C_3S=50\%$	9,5	0,2	9...10
III – високо-алюмінатні	5	$C_3A=11...12\%$ ; $C_3S=55\%$	8,5	0,15	9
	6	$C_3A=11...12\%$ ; $C_3S=40...50\%$	7,0	0,18	7...8

Оптимальна тривалість ізотермічної витримки бетону при 80...90<sup>0</sup>С на цементах усіх груп, при перевищенні якої приріст міцності стає мінімальним, складає 4...12 год.

Нижче наведені рекомендовані (Л.А.Кайсер, Р.С.Чехова) оптимальні режими теплової обробки бетонів (підйом температури – ізотермічна витримка, остигання в годинах) на цементах різних мінералогічних груп:

I група –	3+12+2
II група–	3+6+2
III група–	3+4+2
Рядові шлакопортландцементи	3+14+2
Швидкотверднучі шлакопортландцементи	3+8+2

Більшість цементів (крім тих, що входять в III групу) при пропарюванні по оптимальних режимах забезпечує досить інтенсивне зростання міцності до 28 доби (табл. 3.15).



Таблиця 3.15

Відносні міцності бетонів на цементах різних видів і груп

Вид цементу	Група цементу	Марка цементу	$R_6^{np} : R_{28}^{н.м}, \%$				$R_6^{np} : R_{28}^{np}, \%$				$R_6^{np} : R_{28}^{н.м}, \%$			
			при Ц/В				при Ц/В				при Ц/В			
			1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3
Порландцемент	I	400	95	97	100	105	50	57	63	67	47	55	63	70
	I	500	97	99	102	105	52	59	65	71	50	58	66	74
	II	400	92	96	97	99	53	62	67	73	49	58	65	72
	II	500	94	97	100	103	56	66	71	75	53	64	71	77
	II	600	95	98	101	104	59	68	74	78	56	66	75	81
ШПЦ	рядовий швидкоотверднучий	300	95	95	101	103	50	56	61	63	47	55	62	65
		400	100	104	100	112	52	60	65	69	52	62	71	77

**Примітка:**  $R_6^{np}$  і  $R_{28}^{np}$  – міцність бетону відповідно через 4 год та 28 діб після пропарювання;  $R_{28}^{н.м}$  – міцність бетону через 28 діб нормального твердіння.

Ефективним технологічним прийомом регулювання виходу міцності бетонів при Ц/В=const є введення в бетонну суміш добавок прискорювачів твердіння (табл. 3.16).

Для сучасного виробництва бетонних і залізобетонних виробів актуальним є максимально можливе зниження енерговитрат.

У теплоенергетичному балансі заводів збірного залізобетону до 70 % теплоти витрачається на теплову обробку



виробів, що складає близько 1373 тис. кДж на 1 м<sup>3</sup> залізобетону. Теоретично на розігрів 1 м<sup>3</sup> бетону разом з металом форм і неминучими втратами, а також додатковими витратами теплоти на підігрів заповнювачів повинно витратитися близько 840 тис. кДж/м<sup>3</sup>.

Таблиця 3.16

Міцність пропареного бетону з добавками прискорювачів  
твердіння

Цемент	Добавки і їх сполучення	Міцність бетону після пропарюван- ня, % від 28- добової	
		через 4 год	у віці 28 діб
Швидко- тверднучий або високоалюмі- натний портландцемент (C <sub>3</sub> A > 10%)	Без добавки	50	100
	Сульфат натрію	60	105
	Хлорид кальцію	60	110
	Хлорид кальцію+ нітрит натрію, хлорид кальцію+ нітрит-нітрат кальцію	55	110
	Нітрат кальцію	55	105
Середньоалю- мінатний портландцемент (C <sub>3</sub> A від 6 до 10%)	Без добавки	50	100
	Сульфат натрію	65	110
	Хлорид кальцію	65	115
	Хлорид кальцію+ нітрит натрію, хлорид кальцію+ нітрит-нітрат кальцію	60	115
	Нітрат кальцію	55	110
Низькоалюмі- натний портландцемент (C <sub>3</sub> A < 10%)	Без добавки	50	100
	Сульфат натрію	70	110
	Хлорид кальцію	70	125
	Хлорид кальцію+ нітрит натрію, хлорид кальцію+ нітрит-нітрат кальцію	65	120
	Нітрат кальцію	60	115

**Примітки:** 1. Міцність пропареного бетону з оптимальною кількістю прискорювача твердіння дана в % від добової міцності бетону нормального твердіння. 2. Приведені в таблиці дані отримані при пропарюванні бетону на щільних заповнювачах до одержання відпускну міцності, рівної 50% проектної.



Основним видом теплових агрегатів у виробництві залізобетону є доки що ямні пропарювальні камери, коефіцієнт корисної дії яких складає всього близько 30%. Втрати теплоти знижують, підвищуючи тепловий опір пропарювальних камер і зменшуючи теплову ємність огорожень за допомогою різних теплоізоляційних матеріалів і легких бетонів. Більш економічні в порівнянні з ямними вертикальні, тунельні, щільні і малонапірні камери. В останніх, наприклад, витрата пари на 30...40% нижча, ніж у ямних.

Поряд зі зменшенням тепловтрат найважливіше значення для економії паливно-енергетичних ресурсів набуває розвиток *енергозберігаючих технологій*: застосування високоміцних і швидкотверднучих цементів, введення хімічних добавок, зниження температури і тривалості нагрівання, нагрів бетону електричним струмом та у середовищі продуктів згоряння природного газу, застосування безпрогрівних методів і т.д.

Прискорювати пропарювання необхідно методами, які не ведуть до перевитрати цементу, – уведенням прискорювачів твердіння, формуванням з гарячих сумішей, двохстадійною тепловою обробкою, використанням ефекту, слідуючого за пропарюванням наростання міцності й ін., зокрема, застосування гарячих сумішей з температурою нагрівання 65...70°C дозволяє при виготовленні масивних виробів досягти прискорення теплової обробки на 2,5...3,5 год.

Можливість істотного скорочення тривалості теплової обробки виробів і поліпшення їхньої якості доведена при сполученні інтенсивних механічних і теплових впливів на бетон (динамотермічна обробка). При цьому способі теплової обробки деструктивні явища, які розвиваються при швидкому розігріві бетонної суміші, значною мірою усуваються механічним впливом ущільнення, відпадає необхідність у попередній витримці суміші. Прикладання в певний період механічних впливів сприяє спрямованому структуроутворенню бетону і поліпшенню його властивостей. Механічний тиск на бетонну суміш, яка твердіє, може створюватися спеціальним привантаженням або кришкою форми, пакетуванням форм, надлишковим тиском пари в пропарювальній камері.



Інтенсивність привантаження рекомендується приймати від 10 до 70 г/см<sup>2</sup>. При форсованому режимі теплової обробки в умовах привантаження відпускну міцність, що досягає 70 % проектної марки, можна одержати на 3...6 год швидше, або в 1,5...2 рази можна скоротити цикл теплової обробки і в стільки ж збільшити оборотність форм. Створення надлишкового тиску в камерах до 0,06МПа дозволяє досягти необхідної температури за 1 год, а загальний час пропарювання скоротити до 5год.

Прискорення теплової обробки можливе при використанні способів формування із застосуванням більш жорстких сумішей, інтенсивного твердіння і підвищеної щільності бетону.

Перспективним напрямком зниження енергоємності збірного залізобетону є застосування низькотемпературних режимів теплової обробки й врахування теплоти гідратації цементу в процесі прогріву виробів. Теплота, яка виділяється при твердінні цементу тільки за перші 3...4 год теплової обробки, складає близько 20 % усієї теплоти, що витрачається на нагрівання виробів. Тепловиділення бетону залежить від хіміко-мінералогічного складу цементу, тонкості його помелу, водоцементного відношення, температури бетону і тривалості його теплової обробки. При традиційних режимах теплової обробки бетону роль тепловиділення незначна, тому що основна частка теплоти гідратації виділяється на стадії ізотермічного витримування. Враховувати екзотермію бетону доцільно при м'яких режимах прогріву, коли створюються умови для інтенсивної гідратації цементу при зростаючому власному енергетичному потенціалі бетону, що твердіє. При цьому в період найбільш енергоємної стадії теплової обробки можна на 40...60% знизити витрати енергії, яка підводиться. У ряді випадків можна обмежитися розігрівом бетону протягом 5...6 год до 60...70 °С з наступним термосним остиганням і при цьому одержати необхідну відпускну міцність після витримування в розігрітій камері без подачі пари.

В даний час насичена водяна пара є основним видом теплоносія при тепловій обробці бетону. Головний її недолік – низький ККД (0,05...0,2) у теплових установках. Тому в роботах останніх років показана ефективність безпарових методів





теплової обробки. Зокрема ефективно використання продуктів згоряння природного газу, високотемпературних органічних теплоносіїв, електроенергії. При застосуванні у якості теплоносіїв продуктів згоряння природного газу на  $1 \text{ м}^3$  бетону витрачається  $10...20 \text{ м}^3$  газу, а насиченої пари —  $70...102 \text{ м}^3$ . Застосування високотемпературних теплоносіїв, джерелом для яких служить електроенергія, дає можливість скоротити тривалість теплової обробки, збільшити ККД теплових установок, автоматизувати технологічний процес, а також поліпшити санітарно-гігієнічні умови праці робітників. Витрата електроенергії при звичайному електропрогріві бетону не перевищує  $80...100 \text{ кВт}\cdot\text{год}/\text{м}^3$ , а при форсованому —  $40...50 \text{ кВт}\cdot\text{год}/\text{м}^3$ .

У нашій країні і за кордоном проводяться роботи з теплової обробки бетону в електромагнітному полі і з застосуванням інфрачервоних променів. Обігрів виробів інфрачервоними променями являє собою передачу електромагнітних хвиль у діапазоні  $0,75...100 \text{ мкм}$  і є найефективнішим, тому що при проходженні інфрачервоних променів крізь шар повітря, практично не відбувається втрат теплоти. У камерах інфрачервоного випромінювання на  $1 \text{ м}^3$  виробів витрачається близько  $100 \text{ кВт}$  електроенергії, або  $34 \text{ кг}$  ум. палива.

У південних районах, які характеризуються інтенсивною сонячною радіацією, питомі витрати енергії на прискорення твердіння бетону можна істотно знизити, використовуючи сонячну енергію.

### 3.4. Особливості прогнозування міцності легких бетонів

Теоретичні уявлення про міцність легких бетонів базуються на двох основних підходах щодо механізму їх руйнування, найбільш чітко сформульованих Ю.Е.Корніловичем і О.І.Вагановим стосовно до керамзитобетону. По Ю.Е. Корніловичу граничні деформативні характеристики керамзиту і розчину в бетоні є досить близькими і в момент руйнування напруження в керамзиті і



розчині практично одночасно досягають границі міцності. Експериментальні дослідження однак не підтверджують достатньою мірою даний підхід. О.І.Вагановим показано, що для легких бетонів залежність їх міцності від міцності розчинової частини можна розділити на дві ділянки (рис.3.21). На відносно прямолінійній ділянці в міру збільшення міцності розчину має місце пропорційний ріст міцності бетону. В цьому інтервалі міцність бетону не залежить від міцності заповнювача. На другій криволінійній ділянці міцність легкого бетону визначається граничною деформативністю пористого заповнювача. Гранична міцність бетону зменшується зі зменшенням міцності пористого заповнювача. Наприклад, для керамзитобетону граничну міцність ( $R_{\sigma}$ ) можна знайти по емпіричній формулі В.Г.Довжика і Л.А. Кайсера:

$$R_{\sigma} = 9,5R_k \frac{1-\varphi}{0,5}, \quad (3.53)$$

де  $R_k$  – міцність керамзиту в циліндрі.

Міцність легких бетонів корелюється з їхньою густиною (рис.3.22). Великий вплив чинить об'єм міжзернових пустот заповнювача, не заповнений цементним тістом. При 5%-му об'ємі незаповнених міжзернових пустот міцність легкого бетону знижується приблизно на 20% у порівнянні з бетоном щільної структури.

Запропоновано ряд формул для визначення міцності легких бетонів, які можна розділити на три групи:

До першої групи можна віднести формули, в яких міцність легкого бетону залежить від міцнісних властивостей компонентів і їх відносного вмісту. Типовою для цієї групи є формула Ю.Е. Корніловича:

$$R_{\sigma} = R_p(1-\varphi) + R_k\varphi, \quad (3.54)$$

де  $R_p$  – міцність розчинної складової;

$R_k$  – міцність крупного пористого заповнювача (керамзиту);

$\varphi$  – об'ємна концентрація крупного заповнювача.



**Рис.3.21.** Залежність міцності при стиску керамзитобетону від густини заповнювачів і міцності розчинової частини бетону:

- 1 – бетон на гранітному щебені (для порівняння);  
2 – керамзитобетон на керамзитовому ґравії з густиною зерна  $\rho_k=1,4 \text{ т/м}^3$ ; 3 –  $\rho_k=1,05 \text{ т/м}^3$ ; 4 –  $\rho_k=0,86 \text{ т/м}^3$ ; 5 –  $\rho_k=0,66 \text{ т/м}^3$ ;  
6 –  $\rho_k=0,52 \text{ т/м}^3$

В другу групу входять формули, що зв'язують міцність бетону з деформативними властивостями компонентів. Найбільше визнання з формул цієї групи одержала формула О.І.Ваганова:

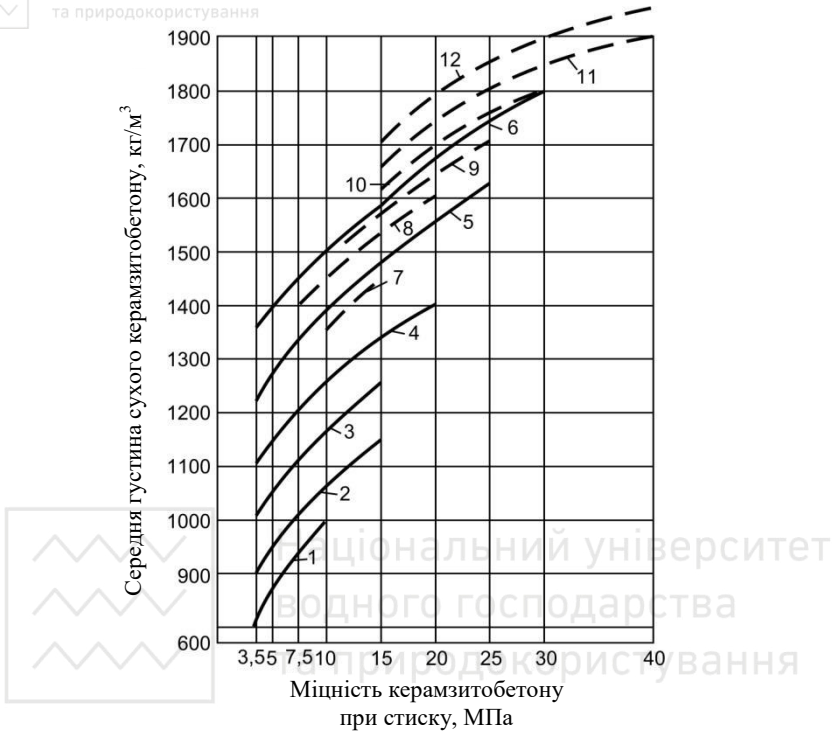
$$R_{\sigma} = E_{\sigma} \varepsilon_c = \frac{1}{\mu} E_{\sigma} \varepsilon_p, \quad (3.55)$$

де  $E_{\sigma}$  – модуль деформації бетону в момент руйнування;

$\varepsilon_c$  – гранична стискуваність заповнювача;

$\varepsilon_p$  – гранична розтягуваність заповнювача;

$\mu$  – коефіцієнт Пуасона.



**Рис. 3.22.** Вплив насипної густини заповнювача на густину і міцність при стиску керамзитобетону на пористому і кварцовому піску: на керамзитовому піску при насипній густині керамзитового гравію в  $\text{кг}/\text{м}^3$ : 1 – 300; 2 – 400; 3 – 500; 4 – 600; 5 – 700; 6 – 800; на кварцовому піску при насипній густині керамзитового гравію в  $\text{кг}/\text{м}^3$ : 7 – 300; 8 – 400; 9 – 500; 10 – 600; 11 – 700; 12 – 800

Третя група поєднує формули, що враховують міцність компонентів, їхній об'ємний вміст і деформативні властивості. При початку руйнування бетону з розчинової частини може бути використана формула Б.Г.Скрамтаєва:

$$R_{\sigma} = R_p \left[ 1 + \left( \frac{E_3}{E_p - 1} \right) \varphi \right], \quad (3.56)$$



де  $E_3$  і  $E_p$  – відповідно модулі пружності заповнювача і розчину.

При початку руйнування бетону з заповнювача застосовують формулу С.Е.Фрейфельда:

$$R_{\sigma} = R_3 \left[ 1 + \left( \frac{E_p}{E_3} - 1 \right) (1 - \varphi) \right], \quad (3.57)$$

де  $R_3$  – міцність заповнювача.

Істотний вплив міцності пористого заповнювача приводить до меншого відносного впливу на міцність легкого бетону таких факторів як В/Ц і активність цементу. При незмінній якості пористих заповнювачів для збільшення міцності легких бетонів необхідно підвищувати міцність розчинової складової (рис.3.21), що досягається підвищенням витрати цементу або зменшенням об'ємної концентрації крупного заповнювача. При цьому збільшується середня густина бетону. В табл. 3.17 приведені орієнтовні значення середньої густини керамзитобетону різних класів по міцності при використанні заповнювачів з різною насипною густиною.

Таблиця 3.17

Орієнтовні значення середньої густини  
конструкційно–теплоізоляційних легких бетонів

Вид заповнювача	Марка заповнювача за насипною густиною	Середня густина бетону, кг/м <sup>3</sup> різних класів на піску							
		пористому				щільному			
		C2,5	C3,5	C5	C7,5	C2,5	C3,5	C5	C7,5
Керамзитовий гравій	300	700	750	800	900	950	900	950	1050
	400	800	850	900	950	900	950	1000	1100
	500	900	950	1000	1050	1000	1050	1100	1200
	600	1000	1050	1100	1150	1100	1150	1200	1250

Більшість розрахункових формул міцності легких бетонів засновано на гіпотезі розподілу напружень між компонентами



легких бетонів при їхньому руйнуванні. Ці формули з більшою або меншою погрішністю дозволяють прогнозувати міцність при відомих фізико–механічних характеристиках компонентів і складі бетону. Використання їх для проектування складу неможливе або ускладнене, оскільки вони не зв'язані однозначно з тим або іншим визначальним параметром суміші. Параметром суміші, однозначно пов'язаним з міцністю, для легких бетонів може бути "приведене Ц/В":

$$Z = \frac{V_u}{B + P_3 V_3 + V_{ne}}, \quad (3.58)$$

де  $V_u$ ,  $B$ ,  $V_3$ ,  $V_{пв}$  – відповідно абсолютні об'єми цементу, води, пористого заповнювача і повітря в  $1\text{м}^3$  бетонної суміші;

$P_3$  – пористість заповнювача.

В параметрі  $Z$  вплив об'єму пор, утворених заповнювачем і втягнутим повітрям, "приводиться" до впливу еквівалентної кількості води – основного пороутворюючого фактору в складі бетонної суміші.

"Приведене Ц/В" є більш універсальним параметром, ніж Ц/В і трансформується в останнє при  $P_3 V_3 = 0$  і  $V_{пв} = 0$ .

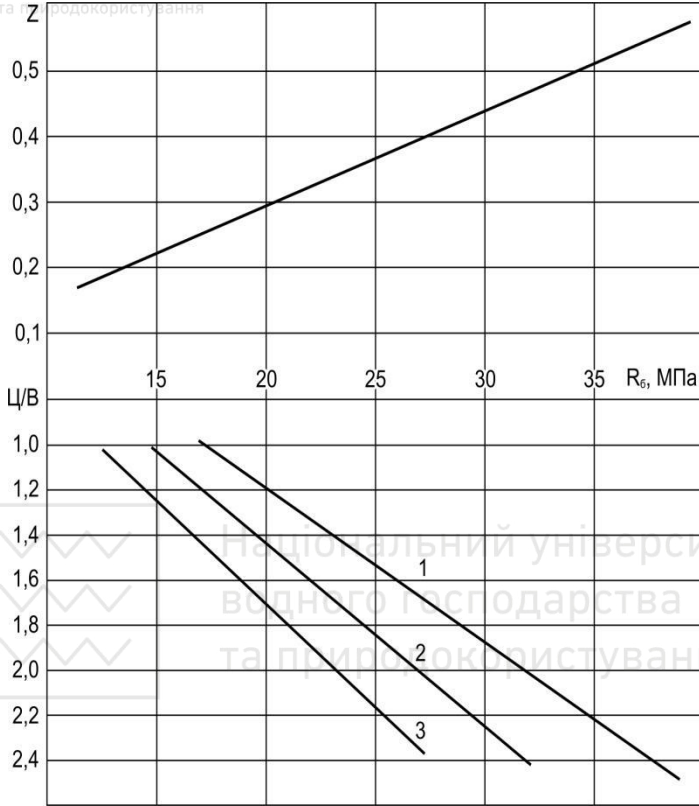
При врахуванні пор заповнювача і втягнутого повітря в бетонній суміші фізично обумовлена однозначна залежність міцності легких бетонів від "приведеного Ц/В" (*правило "приведеного Ц/В"*), яку можна покласти в основу розрахунково–експериментального методу проектування їхніх складів.

Обробка довідкових і експериментальних даних (рис.3.23, табл.3.18) показала, що міцність легких бетонів на пористих заповнювачах зв'язана з параметром  $Z$  лінійною залежністю, що підтверджує справедливість правила "приведеного Ц/В":

$$R_6 = AR_{ц}, \quad (3.59)$$

де  $A$  – коефіцієнт, що враховує особливості заповнювачів (для керамзитобетону на кварцовому піску  $A \approx 1,7$ );

$R_{ц}$  – активність цементу.



**Рис. 3.23.** Залежність міцності конструктивних керамзитобетонів від  $\frac{Ц}{В}$  і  $Z$ :  
1 – пористість керамзиту 0,4; 2 – 0,55; 3 – 0,7

Лінійна залежність міцності легких бетонів від приведеного  $\frac{Ц}{В}$  повинна зберігатись в області ефективних складів, коли крупний заповнювач працює разом з розчиною складовою.

Міцність при розтягу легких бетонів трохи вище цього показника для важких бетонів. Для конструкційно–теплоізоляційних легких бетонів класів  $S_{7,5}$  і менше міцність



при осьовому розтягу складає 12...17% від міцності при стиску, для конструкційних – 7...10%.

Міцність легких бетонів при розтягу можна приблизно розрахувати по формулі:

$$R_p = 2,1\sqrt[3]{R_{cm}^2} \quad (3.60)$$

Підвищена міцність легких бетонів при розтягу обумовлена більш міцним зчепленням пористого заповнювача з цементним каменем.

Таблиця 3.18  
Експериментальні і розрахункові значення міцності керамзитобетонів

Проектна міцність бетону, МПа	Густина бетону, кг/м <sup>3</sup>	Витрата матеріалів, кг/м <sup>3</sup>			Об'єм втягнутого і залишкового повітря, %	Z	Експериментальні значення міцності бетону, МПа
		Ц	К	П			
15	1500	224	$\frac{767}{800}$	479	3,2	0,222	15,1
15	1600	243	$\frac{440}{600}$	882	2,8	0,222	14,9
20	1500	369	$\frac{380}{500}$	691	2,7	0,296	19,8
20	1600	289	$\frac{708}{800}$	563	2,3	0,296	19,8
30	1600	477	$\frac{572}{700}$	477	2,1	0,445	29,4
30	1800	392	$\frac{520}{800}$	835	1,8	0,445	30,1

**Примітки:** 1. В знаменнику для керамзиту (К) зазначена марка по насипній густині. 2. Рухливість для всіх складів 5 см, активність застосовуваного цементу 40 МПа.

Міцність *крупнористого бетону* залежить як від кількості, так і міцності цементного каменю, що утримується в ньому.





Остання визначається в основному активністю цементу і водоцементним відношенням.

Оптимальний вміст цементного тіста в крупнористому бетоні знаходиться з умови:

$$V_{ц.т} = \delta S, \quad (3.61)$$

де  $\delta$  – товщина плівки з цементного тіста, що обволікає і склеює зерна заповнювача;

$S$  – сумарна поверхня зерен заповнювача.

Величина необхідної товщини плівки цементного тіста за експериментальними даним С.М.Іцковича змінюється в залежності від параметра  $X$  (відношення В/Ц тіста до його нормальної густоти).

В залежності від витрати цементу міцність крупнористого бетону змінюється лінійно. Характер впливу на міцність водоцементного відношення для розглянутого бетону такий же як для звичайного важкого бетону. В міру збільшення відношення цемент : заповнювач екстремальні значення В/Ц збільшуються (рис.3.24), при цьому відхилення В/Ц знижують міцність крупнористого бетону в більшій мірі ніж звичайного. На міцності бетону істотно позначається також міцність заповнювача.

На формування структури і властивостей крупнористого бетону впливають крупність і зерновий склад заповнювача. Об'єм міжзернових пустот залежить також від витрати цементу.

При використанні щільних заповнювачів руйнування крупнористих бетонів полягає звичайно в розриві контактів. За Ю.Е.Корніловичем міцність визначається добутком кількості зруйнованих контактів на міцність контакту, по відношенню до площі руйнування. Міцність крупнористого бетону С.М.Іцкович запропонував виражати формулою:

$$R_{\phi} = A(d/D)^2(C/B)^2, \quad (3.62)$$

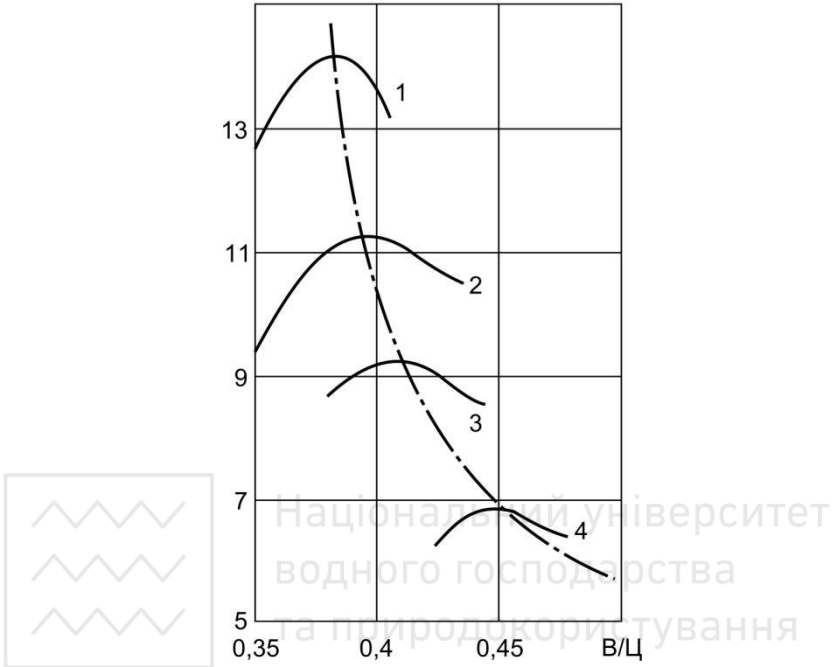
де  $A$  – емпіричний коефіцієнт, що враховує якість вихідних матеріалів;

$d$  – середній діаметр контактів;

$D$  – середній діаметр зерен заповнювача.



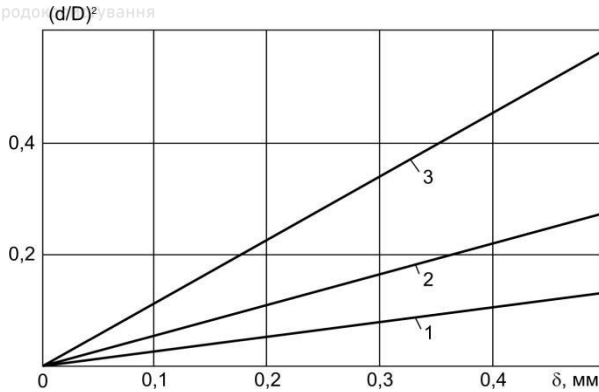
$R_{28}$ , МПа



**Рис. 3.24.** Залежність міцності крупнопористого бетону від водоцементного відношення:

- 1 – склад бетону (цемент: гравій за об'ємом) 1:6; 2 – те ж, 1:7;  
3 – те ж, 1:8; 4 – те ж, 1:10

Величина структурного параметра  $(d/D)^2$  для бетону на гравії коливається від 0,1 до 0,2, збільшуючись з витратою цементу, об'ємом цементного тіста і відповідно товщиною прошарку цементного тіста (рис.3.25). Чим менше величина структурного параметра  $(d/D)^2$ , тим вище значення відносної міцності заповнювача. За інших рівних умов воно повинно підвищуватися зі зменшенням витрати цементу.



**Рис. 3.25.** Залежність структурного параметру  $(d/D)^2$  від товщини обволікаючого шару при діаметрі зерен, мм:  
1 – 30, 2 – 15, 3 – 7,5

Міцність крупнористих бетонів зв'язують також зі ступенем заповнення міжзернових порожнин крупного заповнювача:

$$R_b = R_{ц.с} \left( 1 - \frac{\rho_{ц.с} - \rho_b}{\rho_{ц.к}} \right)^n, \quad (3.63)$$

де  $\rho_b$  і  $\rho_{ц.с}$  – відповідно густина крупнористого бетону і густина бетону щільної структури;

$\rho_{ц.к}$  – густина цементного каменю в бетоні;

$R_{ц.с}$  – границя міцності бетону щільної структури;

$n$  – показник степеня, що залежить від виду заповнювача і може приймати значення в межах 4...5.

При використанні гравію при заданій витраті цементу, як правило, зростає міцність і однорідність по властивостях крупнористого бетону. З іншої сторони застосування щебеню, з огляду на його велику пористість, дозволяє одержати більш легкий бетон.

За даними С.М.Іцковича, міцність заповнювача повинна перевищувати необхідну міцність крупнористого бетону при витраті цементу близько  $200 \text{ кг/м}^3$  не менше ніж в 6 разів, а при витраті цементу близько  $100 \text{ кг/м}^3$  – в 12 разів. Зерна щебеню

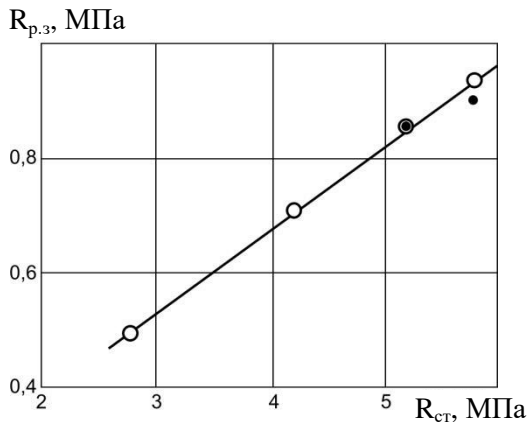


повинні бути приблизно на 15% міцніші зерен гравію в бетоні однакової міцності. Міцність пористих заповнювачів, як правило, менше міцності цементного каменю. При їхньому застосуванні руйнування контакту між зернами заповнювача зводиться до руйнування контактної зони заповнювача.

Про вплив активності цементу на міцність крупнористого бетону існують суперечливі дані. За деякими даними він є практично невідчутним, а визначальне значення має лише об'єм цементного тіста. У зв'язку з цим для бетону цього виду досить позитивно позначається вплив наповнювачів, що вводяться в цемент або бетонну суміш.

При застосуванні щільних заповнювачів міцність крупнористих бетонів росте аналогічно міцності звичайного важкого бетону. При використанні пористих заповнювачів при перевищенні міцності цементного каменю міцності заповнювача істотний ріст міцності бетону не спостерігається.

Міцність крупнористого бетону при стиску відповідає класам С3,5...С7,5, при більш високій, ніж у відповідних щільних бетонів, міцності при розтягу (рис.3.26), теплопровідність його в залежності від густини знаходиться в межах 0,26...0,99 Вт/м<sup>0</sup>С.



**Рис. 3.26.** Залежність міцності на розтяг при згині крупнопористого бетону від міцності на стиск



Границя міцності на стиск *ніздрюватобетонних зразків* залежить від напрямку стискаючого навантаження щодо напрямку заливання *ніздрюватобетонної суміші*. При випробуванні навантаженням, спрямованим перпендикулярно, міцність виявляється на 20...30% вищою міцності зразків паралельно напрямку заливання. Міцність *ніздрюватих бетонів* ( $R_{\sigma}$ ) знаходиться в тісній кореляції з його густиною ( $\rho_{\sigma}$ ). На практиці для прогнозування міцності цих матеріалів використовують різні емпіричні залежності, наприклад:

$$R_{\sigma} = A\rho_{\sigma}^2, \quad (3.64)$$

де  $A$  – емпіричний коефіцієнт, величина якого може змінюватися в значних межах.

Для *ніздрюватих бетонів автоклавного твердіння*  $A \approx 10$ , безавтоклавного  $A \approx 7,5 \dots 8,5$ . Підвищення точності прогнозу міцності досягається при врахуванні міцності ( $R_{м.п}$ ) і густини ( $\rho_{м.п}$ ) міжпорового матеріалу бетону. За К.І.Бахтіяровим й А.Т.Барановим залежність між міцністю *ніздрюватого бетону* і його густиною виражається формулою:

$$R_{\sigma} = R_{м.п} \left( \frac{\rho_{\sigma}}{\rho_{м.п}} \right)^3. \quad (3.65)$$

Проектна марка *ніздрюватого бетону* характеризує його міцність на стиск при випробуванні зразків–кубів з ребром 15 см при їх вологості  $10 \pm 2\%$ . Міцнісні показники *ніздрюватих бетонів* істотно залежать від вологості. Орієнтовно при вологості бетону 8% – коефіцієнт зменшення міцності на стиск складає 0,84, 10% – 0,8, 15% – 0,75 і 20% – 0,7. Нормативні значення коефіцієнта конструктивної якості *ніздрюватих бетонів* ( $K = R_{\sigma} / \rho_0^2$ , де  $\rho_0$  – середня густина в кг/л) автоклавного твердіння коливаються в інтервалі 60...90. Вони збільшуються зі збільшенням густини бетонів.

Міцність на розтяг на згин *ніздрюватих бетонів* може бути орієнтовно розрахована за формулою:



$$R_{p.з} = (2,5R_6 - 0,005R_6^2) \cdot 10^{-2}. \quad (3.66)$$

Ця характеристика залежить від методики випробування і в середньому складає 20% величини міцності при стиску.

### 3.5. Експериментально-статистичне моделювання міцності бетону

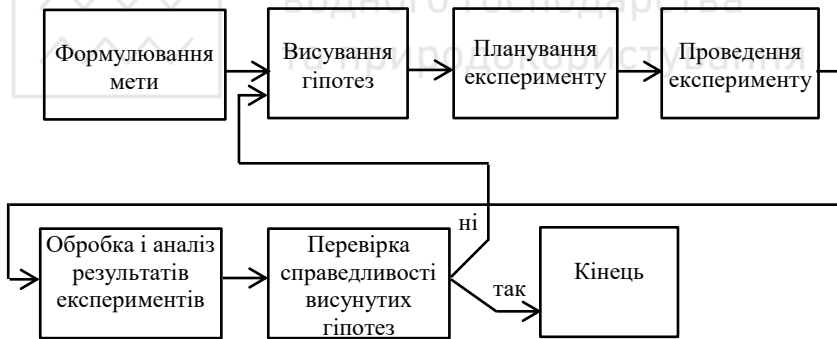
Структурутворення і формування властивостей бетону – комплекс дуже складних фізичних, хімічних і фізико-хімічних процесів, що відбуваються, починаючи від замішування бетонної суміші водою і протягом значного часу його тверднення і роботи в реальних конструкціях і спорудах. На сучасному етапі, незважаючи на величезні успіхи бетонознавства далеко не всі ці процеси висвітлені в достатній мірі. Це утруднює, а в багатьох випадках не дозволяє, спираючись на структурно-фізичні уявлення отримувати розрахункові залежності для властивостей бетону з достатньою прогнозуючою здатністю і враховувати вплив на них певних комплексів факторів. В цих умовах для прогнозування і управління властивостями бетону ефективний кібернетичний метод.

Широке впровадження у науку та практику інформаційних технологій і математичних методів сприяло в останні десятиліття бурхливому розвитку досліджень у різноманітних галузях техніки, у тому числі і в технології бетону, в результаті чого розроблені численні математичні моделі та з їх допомогою отримані важливі практичні висновки. Накопичений досвід застосування математичного моделювання в технології бетону показує, що воно ефективно, головним чином, у складних оптимізаційних задачах, де інші методи досліджень або неможливі, або потребують надзвичайно великих затрат.

При кібернетичному методі математичні моделі отримують в результаті формалізації статистичної інформації про поведінку системи при зміні певних технологічних факторів на основі як пасивного, так і активного експериментів.



При *пасивному експерименті* інформація про досліджений об'єкт збирається шляхом спостережень в умовах його звичайного функціонування, з подальшою статистичною обробкою методами регресійного аналізу. Пасивний експеримент зазвичай не дозволяє чітко виявити вплив окремих факторів в заданому інтервалі їх змінювання, простежити ефекти їх взаємодії. Не порівняно більші можливості представляє *активний експеримент*, який виконується з застосуванням активного впливу на об'єкт дослідження за спеціальною програмою. В практиці досліджень з проблем технології бетону для виконання активного експерименту і отримання експериментально–статистичних математичних моделей найбільш широко застосовується методологія математичного планування експериментів(МПЕ). Ця методологія дає можливість отримання математичних моделей при мінімальному об'ємі експериментальних робіт у відповідності з передумовами регресійного аналізу (рис. 3.27).



**Рис. 3.27.** Стратегія побудови експериментально–статистичної моделі

В основу *методології планування експерименту* покладені ймовірно–статистичні методи, що дозволяють теоретично обґрунтовано встановити мінімально необхідну кількість і склад експериментів, а також порядок їх проведення для одержання



кількісних залежностей між досліджуваним параметром і факторами, що впливають на нього.

Завдання одержання математичної моделі полягає в отриманні залежності, адекватної експериментальним даним, що характеризує зв'язок між *вихідним параметром*  $\eta$  і незалежними змінними. У самому загальному вигляді:

$$\eta = \varphi(x_1, x_2, \dots, x_k), \quad (3.67)$$

де  $x_1, x_2, \dots, x_k$  – незалежні змінні (фактори), які можна варіювати при проведенні експериментів.

При використанні МПЕ параметр  $\eta$  (функція відгуку) апроксимують поліномом:

$$\eta = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i < j} \beta_{ij} x_i x_j + \sum_{i=1}^k \beta_{ii} x_i^2 + \dots, \quad (3.68)$$

де  $\beta_0, \beta_i, \beta_{ij}, \beta_{ii}$  – теоретичні коефіцієнти регресії;  
 $k$  – число факторів.

У результаті експериментів визначають *коефіцієнти регресії*  $b_0, b_i, b_{ij}, b_{ii}$ , що являються статистичними оцінками теоретичних коефіцієнтів.

Успішне застосування МПЕ залежить, у першу чергу, від правильної постановки завдання. При цьому експериментатор повинен уміти чітко визначити об'єм і зміст інформації, яку необхідно добути з експериментів, а також доцільність і можливість застосування МПЕ для конкретних умов.

При постановці найпростіших завдань або на першій стадії дослідження часто мають на меті одержання рівнянь регресії першого ступеня або неповних квадратичних рівнянь. Розв'язання більшості оптимізаційних задач зв'язане з використанням поліномів другого порядку. Поліноміальні залежності третього порядку в практиці вирішення задач технології будівельних матеріалів практично не застосовуються.

Для розрахункового прогнозування властивостей бетонів використовуються поліноміальні моделі двох типів:

$$y = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i \cdot x_i + \sum_{i=1}^k b_{ii} \cdot x_i^2 + \sum_{i \neq j} b_{ij} \cdot x_i \cdot x_j + \dots \quad (3.69)$$





$$y = a_0 + \sum_{i=1}^{\kappa} a_i \cdot V_i + \sum_{i=1}^{\kappa} a_{ii} \cdot V_i^2 + \sum_{i \neq j} a_{ij} \cdot V_i \cdot V_j + \dots, \quad (3.70)$$

де  $b$  і  $a$  – статистичні оцінки дійсних коефіцієнтів регресії;  
 $x$  і  $V$  – досліджувані перемінні або фактори.

Відмінність між двома поліномами полягає в тому, що якщо в поліномі (3.69) фактори  $x_i$  є незалежними, то в поліномі (3.70) виконується умова:

$$\sum_1^n \varphi_i = 1, \quad (3.71)$$

де  $\varphi_i$  – парціальна частка  $i$ -го компонента бетонної суміші;  
 $n$  – число компонентів.

Поліноміальні моделі (3.70) застосовують, коли склад суміші задається  $K-1$  питомими витратами компонентів або їх співвідношеннями. Вміст компонента  $\varphi_{\kappa}$ , не варійованого відповідно до матриці планування, знаходиться з умови матеріального балансу:

$$\varphi_{\kappa} = 1 - \sum_{i=1}^{\kappa-1} \varphi_i. \quad (3.72)$$

Якщо для нормованих властивостей бетону  $\sum_{\mu=1}^m$  отримані квадратичні поліноміальні моделі з  $x_1, x_2, \dots, x_n, \dots, x_{\kappa}$  заданими факторами, то встановлення значення певного фактору  $x_n$ , наприклад цементно-водного відношення, можливо при представленні моделей у вигляді квадратних рівнянь:

$$b_0 + \sum_{i=1}^{\kappa} b_i x_i + \sum_{i=1}^{\kappa} b_{ii} x_i^2 + \sum_{i \neq j} b_{ij} x_i x_j - y = 0. \quad (3.73)$$

Задавшись нормованим значенням параметра ( $y$ ) і стабілізувавши інші фактори на визначеному рівні, можна знайти значення  $x_n$  як кореня квадратного рівняння:

$$x_n = \frac{-C_n \pm \sqrt{C_n^2 - 4b_{nn}l}}{2b_{nn}}, \quad (3.74)$$



$$\text{де } C_n = b_n + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq n}}^k b_{ni} x_i; \quad l = \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq n}}^k b_i x_i + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq n}}^k b_{ii} x_i^2 + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^k b_{ij} x_i x_j - y_i.$$

Перехід до значення фактора в натуральних одиницях досягається за допомогою формули перетворення:

$$x_i = \frac{\tilde{x}_i - \tilde{x}_{i_0}}{\Delta \tilde{x}_i}, \quad (3.75)$$

де  $x_i$  – кодоване значення фактора;

$\tilde{x}_i$  – значення фактора в натуральних одиницях;

$\tilde{x}_{i_0}$  – значення фактора в натуральних одиницях на основному рівні;

$\Delta \tilde{x}_i$  – інтервал варіювання фактора в натуральних одиницях.

Поліном (3.70) зазвичай представляється у приведенному вигляді:

$$y = \sum A_i \cdot V_i + \sum A_{ij} \cdot V_i \cdot V_j, \quad (3.76)$$

де  $A_i = a_0 + a_i + a_{ii}$ ;  $A_{ij} = a_i + a_{ii} + a_{ij}$ .

### 3.6. Приклади розрахункового прогнозування міцності бетону

**3.1.** За формулою (3.43, табл.3.4 – 3.6) порівняти зміну міцності бетону на стиск при Ц/В=1.5; Ц/В=2,5 при застосуванні портландцементу з нормальною густиною 27% марки М400 при переході з фракціонованого гранітного щебеню на нефракціонований, середнього кварцового піску з вмістом пилувато-глинистих частинок до 3% на дрібний з водопотребою 11%.

Розрахункові дані наведені нижче.



Щебінь	Пісок	Коефіцієнти				Міцність бетону на стиск, МПа при Ц/В	
		A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	K*	C	1,5	2,5
Фракційонований	Середній	1	1	0,6	0,5	24	48
Нефракційонований	Дрібний	1,08	0,95	0,43	0,5	17,6	35,3

З отриманих розрахункових даних слідує, що при перехід на нефракційонований крупний заповнювач і дрібний пісок приведе до зменшення міцності бетону на стиск при Ц/В=1,5 на 26,7%, Ц/В=2.5 на 26,5%.

**3.2. Розрахувати (за В.П.Сизовим) зміну міцності бетону, що виготовляють з бетонної суміші з ОК=2 см Ц/В=1,5 і застосуванні портландцементу марки М500 з НГ=27%, щебеню з вмістом пилюватих та глинистих часток 1%, піску з  $M_k=3$ , вмістом пилюватих та глинистих часток – 3% при переході без зміни Ц/В на бетонну суміш з ОК=12 см, портландцемент з НГ=29%, щебінь з вмістом пилюватих та глинистих часток 2% та пісок з  $M_k=1,15$ .**

Розрахунок міцності бетону виконуємо за формулою (3.24):

$$f_{cm}^* = AR_y (C / B - 0,5)$$

Значення коефіцієнта А приймаємо за табл. 3.19 А=0,58.

---

\* Згідно ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ ВВ.2.7-214:2009 середнє значення міцності бетону на стиск позначається  $f_{cm}$ ; на осьовий розтяг  $f_{c.tk}$ , на розтяг при розколюванні  $f_{c.m}$ , на розтяг при згині  $f_{c.tf}$ . Ці позначення прийняті в подальшому тексті



Таблиця 3.19

Значення коефіцієнта А (за В.П. Сизовим)

Вид заповнювача	Вміст глини, пилу і мулу в щебені (гравійі) і піску, %	Значення коефіцієнта А для бетону на		
		щебені	гравію вірсь- кому	гравію річковому і морському
Щебінь (гравій) пісок	0 0	0,64	0,6	0,57
Щебінь (гравій) пісок	0 3	0,61	0,56	0,53
Щебінь(гравій) пісок	1 3	0,58	0,53	0,5
Щебінь (гравій) пісок	2 3	0,55	0,5	0,47
Щебінь(гравій) пісок	2 5	0,52	0,47	0,44

Поправки  $\Delta A_1$  враховують:

- показник рухомості ОК:  
 $\Delta A_1 = -0,0033OK$  (при  $OK \leq 2$  см  $\Delta A_1 = 0$ )
- показник жорсткості Ж:  
 $\Delta A_1 = 0,0012Ж$  (при  $Ж \leq 5$  сек.  $\Delta A_1 = 0$ )
- нормальну густоту цементу НГ:  
при  $НГ > 27\%$   $\Delta A_2 = -0,0075(НГ - 27)$   
при  $НГ < 27\%$   $\Delta A_2 = 0,01(27 - НГ)$
- модуль крупності піску  $M_k$ :  
 $\Delta A_3 = 0,01(M_k - 3)$
- найбільшу крупність крупного заповнювача  $D_{щ}$ :  
при  $D_{щ} = 10$  мм –  $\Delta A_4 = -0,03$ ,  
 $D_{щ} = 20$  мм –  $\Delta A_4 = -0,02$ ,  
 $D_{щ} = 40$  мм –  $\Delta A_4 = 0,01$

При збільшенні в щебені вмісту пилуватих та глинистих часток до 2% значення коефіцієнта А становитиме 0,55. Знайдемо за формулами (3.77) додаткові поправки на:



показник рухомості бетонної суміші:

$$\Delta A_1 = -0,0033 \cdot 12 = -0,0396$$

нормальну густоту цементу:

$$\Delta A_2 = -0,0075(29 - 27) = -0,015 \quad (3.77)$$

модуль крупності піску:

$$\Delta A_3 = 0,01(M_k - 3) = 0,01(1,5 - 3) = -0,015$$

$$\Delta A_1 + \Delta A_2 + \Delta A_3 = -0,0396 + (-0,015) + (-0,015) = -0,0696$$

Остаточню при зміні рухомості бетонної суміші і якості вихідних матеріалів в розрахунковій формулі міцності приймаємо  $A = 0,58 - 0,07 = 0,51$

Розрахункове зменшення міцності бетону на стиск:

$$\Delta f_{cm} = (0,58 \cdot 50 \cdot 1,5) - (0,51 \cdot 50 \cdot 1,5) = 43,5 - 38,2 = 5,3 \text{ МПа}$$

(12,2%).

**3.3. Бетон нормального твердіння на портландцементі М500 виготовляють на рядових заповнювачах з Ц/В=1,5. Визначити можливий приріст міцності бетону та економію цементу за умови постійної міцності при введенні у бетонну суміш 150 кг золи-винесення з  $K_{ц,еє} = 0,16$ . У бетонах без добавки і з добавкою золи забезпечується постійний водовміст ( $V = 180$ л).**

Для розрахунку міцності бетону без добавки і з добавкою золи застосовують формулу:

$$f_{cm} = p A R_{ц} ((C / B)_{пр} + e), \quad (3.78)$$

де  $p A_i$  – мультиплікативний коефіцієнт ( $p A_i = A_1, A_2 \dots A_n$ ), який враховує ряд технологічних факторів, що впливають на міцність бетону при постійному  $(C/V)_{пр}$ .

$(C/V)_{пр}$  розраховують за формулою 3.38.

За умови постійності коефіцієнта А ( $A = 0,55$ ) розрахункові значення міцності бетону:

без добавки золи:

$$f_{cm} = 0,55 \cdot 50(1,5 - 0,5) = 27,5 \text{ МПа}$$



з добавкою золи:

$$f'_{cm} = 0,55 \cdot 50 \left[ 1,5 + \frac{0,16 \cdot 150}{180} \right] - 0,5 = 31,16 \text{ МПа}$$

Приріст міцності складає:

$$\Delta f'_{cm} = 31,16 - 27,5 = 3,66 \text{ МПа (13,3\%)}$$

Економію цементу при введенні золи–винесення за умови однакової міцності і легкоукладальності бетону знайдемо з формули (3.79):

$$\Delta C = K_{ц.е.Д} - \left( \frac{C}{B} \right)_{np} \cdot \Delta B, \quad (3.79)$$

де  $\Delta B$  – зміна водопотреби бетонних сумішей при додаванні мінеральної добавки.

$$\Delta C = 0,16 \cdot 150 = 24 \text{ кг/м}^3.$$

**3.4. Міцність бетону на алітовому портландцементі в 7 діб склала 25,5 МПа, в 28 діб – 36,4 МПа, на шлакопортландцементі відповідно 17 МПа і 33,5 МПа. Спрогнозувати за допомогою формул (3.46, 3.47) і табл. 3.10 міцність бетонів у 90 і 180 діб.**

Розрахункові дані наведені нижче.

Бетон	Фактична міцність, МПа		Очікувана міцність за табл.3.10*		Міцність, МПа			
			90діб	180діб	за формулою (3.46)		за формулою (3.47)	
	7 діб	28 діб	90 діб	180 діб	90 діб	180 діб	90 діб	180 діб
на алітовому ПЦ	25,5	36,4	42,5	49,1	49,1	56,7	45,6	51,0
на ШПЦ	17	33,5	50,2	56,9	45,2	52,2	47,4	55,6

\* У відповідності з табл. 3.10 коефіцієнти росту міцності у 90 і 180 діб прийняти для портландцементу відповідно 1,15 і 1,35, шлакопортландцементу – 1,5 і 1,7.



**3.5. Отримати математичну модель міцності бетону на тиск у вигляді поліному другого ступеню залежно від цементно-водного відношення ( $C/B$ ), водовмісту ( $B$ ), активності цементу ( $R_u$ ) та вмісту пластифікуючої добавки ( $D$ ).**

1) Відповідно до поставленої задачі встановлюємо області варіювання зазначених технологічних факторів (табл. 3.20).

Таблиця 3.20

Умови планування експерименту

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
натуральні	кодовані	-1	0	+1	
$B$ , кг/м <sup>3</sup>	$x_1$	160	190	220	30
$C/B$	$x_2$	1,5	2,5	3,5	1
$R_u$ , МПа	$x_3$	39,4	48,75	58,1	9,35
$D$ , % від маси цементу (у перерахунку на суху речовину)	$x_4$	0	0,25	0,5	0,25

2) Для проведення експериментів приймаємо трирівневий план  $B_4$  (табл. 3.21, 3.22).

Матриця планування, результати експериментів і розрахункові параметри для обчислення коефіцієнтів рівнянь регресії приведені в табл. 3.23.

3) Визначаємо коефіцієнти рівнянь регресії:

Вільний член  $b_0$  обчислюємо за формулою (3.80):

$$b_0 = T_1(O_y) - T_2 \sum_{i=1}^k (iiy) \quad (3.80)$$

$b_0 = 0,2292 \cdot 1282 - 0,0625(947,9 + 945,5 + 947,8 + 943,1) = 57,28$ ,  
де 0,2292 і 0,0625 – параметри  $T_1$  і  $T_2$  з табл. 3.22;

1282 – сума з табл. 3.23;

947,9; 945,5; 947,8 і 943,1 – суми з табл. 3.24.



Таблиця 3.21

Матриця плану  $B_4$  для  $k = 4$

Точки плану u		Матриця планування $B_4$ для $k = 4$			
		$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$
$N_1$	1	+1	+1	+1	+1
	2	+1	+1	+1	-1
	3	+1	+1	-1	+1
	4	+1	+1	-1	-1
	5	+1	-1	+1	+1
	6	+1	-1	+1	-1
	7	+1	-1	-1	+1
	8	+1	-1	-1	-1
	9	-1	+1	+1	+1
	10	-1	+1	+1	-1
	11	-1	+1	-1	+1
	12	-1	+1	-1	-1
	13	-1	-1	+1	+1
	14	-1	-1	+1	-1
	15	-1	-1	-1	+1
	16	-1	-1	-1	-1
$N_\alpha$	17	+1	0	0	0
	18	-1	0	0	0
	19	0	+1	0	0
	20	0	-1	0	0
	21	0	0	+1	0
	22	0	0	-1	0
	23	0	0	0	+1
	24	0	0	0	-1

Таблиця 3.22

Значення параметрів  $T_1 \dots T_6$

Число факторів	Тип плану	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$	$T_6$
2	Двофакторний	0,2632	0,1579	0,1667	0,5	-0,1053	0,25
3	Трифакторний	0,1832	0,0704	0,1	0,5	-0,1268	0,125
4	$B_4$	0,2292	0,0625	0,0556	0,5	-0,1042	0,0625
5	$Na_5$	0,138	0,0303	0,0556	0,5	-0,0909	0,0625





Матриця планування, експериментальні і розрахункові параметри

Точки планування	Фактори				Експериментальні значення $y$ , МПа	Розрахункові параметри для визначення коефіцієнтів при лінійних членах			
	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$		$yx_1$	$yx_2$	$yx_3$	$yx_4$
	1	+1	+1	+1		+1	78,3	+78,3	+78,3
2	+1	+1	+1	-1	84,1	+84,1	+84,1	+84,1	-84,1
3	+1	+1	-1	+1	60,8	+60,8	+60,8	-60,8	+60,8
4	+1	+1	-1	-1	65,3	+65,3	+65,3	-65,3	-65,3
5	+1	-1	+1	+1	32,4	+32,4	-32,4	+32,4	+32,4
6	+1	-1	+1	-1	34,6	+34,6	-34,6	+34,6	-34,6
7	+1	-1	-1	+1	22,8	+22,8	-22,8	-22,8	+22,8
8	+1	-1	-1	-1	26,1	+26,1	-26,1	-26,1	-26,1
9	-1	+1	+1	+1	86,2	-86,2	+86,2	+86,2	+86,2
10	-1	+1	+1	-1	89,9	-89,9	+89,9	+89,9	-89,9
11	-1	+1	-1	+1	66,4	-66,4	+66,4	-66,4	+66,4
12	-1	+1	-1	-1	69,7	-69,7	+69,7	-69,7	-69,7
13	-1	-1	+1	+1	33,6	-33,6	-33,6	+33,6	+33,6
14	-1	-1	+1	-1	34,3	-34,3	-34,3	+34,3	-34,3
15	-1	-1	-1	+1	23,8	-23,8	-23,8	-23,8	+23,8
16	-1	-1	-1	-1	25,8	-25,8	-25,8	-25,8	-25,8
17	+1	0	0	0	55,6	+55,6	0	0	0
18	-1	0	0	0	58,2	-58,2	0	0	0
19	0	+1	0	0	77,8	0	+77,8	0	0
20	0	-1	0	0	33,6	0	-33,6	0	0
21	0	0	+1	0	65,7	0	0	+65,7	0
22	0	0	-1	0	48	0	0	-48	0
23	0	0	0	+1	52,8	0	0	0	+52,8
24	0	0	0	-1	56,2	0	0	0	-56,2
Сума					1282	-27,9	+411,5	+130,4	-28,9
Коефіцієнти					$b_0=57,3$	$b_1=-1,6$	$b_2=22,9$	$b_3=7,2$	$b_4=-1,6$



Коефіцієнти для лінійних членів обчислюємо за формулою (3.81):

$$b_i = T_3(iy) \quad (3.81)$$

Наприклад,  $b_3 = 0,0556 \cdot 1304 = 7,24$ ,

де 130,4 – сума з табл. 3.23;

0,0556 – коефіцієнт із табл. 3.22.

Аналогічно знаходимо значення коефіцієнтів  $b_1, b_2, b_4$ ;

Коефіцієнти для квадратичних членів обчислюємо за формулою (3.82). Наприклад,

$$b_{ii} = T_4(iiy) + T_5 \sum_{i=1}^k (i^2y) - T_2(O_y) \quad (3.82)$$

$$b_{22} = 0,5 \cdot 945,5 - 0,1042(947,9 + 945,5 + 947,8 + 943) - 0,0625 \cdot 1282 = -1,66,$$

де 945,5; 947,8; 947,9 і 943,1 – суми з табл. 3.24;

0,5; 0,1042 і 0,0625 – коефіцієнти з табл. 3.22.

Аналогічно знаходимо значення коефіцієнтів  $b_{11}, b_{33}, b_{44}$ .

Коефіцієнти при взаємодіях обчислюємо за формулою (3.83):

$$b_{ij} = T_6(ijy), \quad (3.83)$$

де  $T_1 \dots T_6$  – параметри для розрахунку рівнянь регресії (табл.3.22);

Наприклад,

$$b_{12} = 0,0625(-22,1) = -1,38,$$

де  $(-22,1)$  – сума з табл. 3.24;

0,0625 – коефіцієнт із табл. 3.22.

Так само визначаємо коефіцієнти  $b_{13}, b_{14}, b_{23}, b_{24}, b_{34}$  (табл.3.24).

4) Для перевірки значимості коефіцієнтів і наступного визначення адекватності рівняння необхідно знайти дисперсію відтворюваності. З цієї метою додатково виконуємо 4 досліди (табл. 3.25), фіксуючи фактори на основному (нульовому) рівні.



Таблиця 3.24

Розрахункові параметри для визначення коефіцієнтів  
рівняння регресії

Точки плану	Розрахункові параметри для визначення коефіцієнтів при									
	квадратичних членах				взаємодіях					
	$yx_1^2$	$yx_2^2$	$yx_3^2$	$yx_4^2$	$yx_1x_2$	$yx_1x_3$	$yx_1x_4$	$yx_2x_3$	$yx_2x_4$	$yx_3x_4$
1	78,3	78,3	78,3	78,3	+78,3	+78,3	+78,3	+78,3	+78,3	+78,3
2	84,1	84,1	84,1	84,1	+84,1	+84,1	-84,1	+84,1	-84,1	-84,1
3	60,8	60,8	60,8	60,8	+60,8	-60,8	+60,8	-60,8	+60,8	-60,8
4	65,3	65,3	65,3	65,3	+65,3	-65,3	-65,3	-65,3	-65,3	+65,3
5	32,4	32,4	32,4	32,4	-32,4	+32,4	+32,4	-32,4	-32,4	+32,4
6	34,6	34,6	34,6	34,6	-34,6	+34,6	-34,6	-34,6	+34,6	-34,6
7	22,8	22,8	22,8	22,8	-22,8	-22,8	+22,8	+22,8	-22,8	-22,8
8	26,1	26,1	26,1	26,1	-26,1	-26,1	-26,1	+26,1	+26,1	+26,1
9	86,2	86,2	86,2	86,2	-86,2	-86,2	-86,2	+86,2	+86,2	+86,2
10	89,9	89,9	89,9	89,9	-89,9	-89,9	+89,9	+89,9	-89,9	-89,9
11	66,4	66,4	66,4	66,4	-66,4	+66,4	-66,4	-66,4	+66,4	-66,4
12	69,7	69,7	69,7	69,7	-69,7	+69,7	+69,7	-69,7	-69,7	+69,7
13	33,6	33,6	33,6	33,6	+33,6	-33,6	+33,6	-33,6	-33,6	+33,6
14	34,3	34,3	34,3	34,3	+34,3	-34,3	+34,3	-34,3	+34,3	-34,3
15	23,8	23,8	23,8	23,8	+23,8	+23,8	-23,8	+23,8	-23,8	-23,8
16	25,8	25,8	25,8	25,8	+25,8	+25,8	+25,8	+25,8	+25,8	+25,8
17	55,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	58,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	77,8	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	33,6	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	65,7	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	48	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	52,8	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	56,2	0	0	0	0	0	0
Сума	947,9	945,5	947,8	943,1	-22,1	-3,9	-6,1	+39,9	-9,1	+0,7
Коефіцієнти	$b_{11} = -0,4$	$b_{22} = -1,6$	$b_{33} = -0,4$	$b_{44} = -2,8$	$b_{12} = -1,4$	$b_{13} = -0,3$	$b_{14} = -0,4$	$b_{23} = 2,5$	$b_{24} = -0,6$	$b_{34} = -0,04$



Таблиця 3.25

Результати експериментів і розрахунків у нульових точках

Точки плану $u$	Фактори				$\hat{y}_{ou}$	$\bar{y}_o$	$\hat{y}_{ou} - \bar{y}_o$	$(\hat{y}_{ou} - \bar{y}_o)^2$
	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$				
1	0	0	0	0	56,1	57,25	-1,14	1,31
2	0	0	0	0	56,45		-0,8	0,64
3	0	0	0	0	58,1		0,85	0,72
4	0	0	0	0	58,35		1,1	1,21
Сума					229	-	-	3,9

Середньоарифметичне значення міцності в МПа за результатами дослідів у нульових точках знаходимо за формулою (3.84):

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}, \quad (3.84)$$

де  $\sum_{i=1}^n x_i$  – сума значень параметра у вибірці;  
 $n$  – кількість значень.

$$\bar{y}_o = \frac{\sum_{i=1}^{n_o} y_{oi}}{n_o} = \frac{56,1 + 56,45 + 58,1 + 58,35}{4} = \frac{229}{4} = 57,25.$$

Дисперсію відтворюваності  $S_{\{\bar{y}_o\}}^2$  у нульових точках розраховуємо за формулою (3.85):

$$S_y^2 = \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{n - 1} \quad (3.85)$$

$$S_{\{\bar{y}_o\}}^2 = \frac{(57,25 - 56,10)^2 + (57,25 - 56,45)^2 + (57,25 - 58,1)^2 + (57,25 - 58,35)^2}{(4 - 1)} = \frac{3,9}{3} = 1,3$$

Середньоквадратичне відхилення  $S_{\{\bar{y}_o\}}$  знаходимо за формулою (3.86):



$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}, \quad (3.86)$$

де  $n-1=f$  – кількість ступенів вільності, під якою розуміють кількість членів сукупності, що вільно варіюють.

$$S_{\{\bar{y}_o\}} = \sqrt{1,3} = 1,14.$$

Середньоквадратична помилка  $S_{\{b\}}$  при визначенні коефіцієнтів регресії складе:

$$S_{\{b_o\}} = T_7 S_{\{y_u\}} = 0,4787 \cdot 1,14 = 0,55;$$

$$S_{\{b_o\}} = T_8 S_{\{y_u\}} = 0,2357 \cdot 1,14 = 0,27;$$

$$S_{\{b_o\}} = T_9 S_{\{y_u\}} = 0,6212 \cdot 1,14 = 0,71;$$

$$S_{\{b_o\}} = T_{10} S_{\{y_u\}} = 0,25 \cdot 1,14 = 0,29$$

де 0,4787; 0,2357; 0,6212 і 0,25 – приймаємо за табл. 3.26.

Таблиця 3.26

Розрахункові параметри для визначення середньоквадратичних помилок і коефіцієнтів рівнянь регресії другого порядку

Тип плану	К-сть факторів $k$	Загальна к-сть точок $N$	К-сть нульових точок $n_{oi}$	$T_7$	$T_8$	$T_9$	$T_{10}$
Ротатбельний	2	13	5	0,4472	0,3536	0,3793	0,5
	3	20	6	0,4078	0,2706	0,2634	0,3536
	4	31	7	0,378	0,2041	0,187	0,25
	5	32	6	0,3989	0,2041	0,1846	0,25
Те ж, на шести кутнику	2	7	1	1	0,5774	1,2247	1,1547
Бокса-Бенкена	3	15	3	0,5774	0,3536	0,5204	0,5
	4	27	3	0,5774	0,2887	0,433	0,5
	5	46	6	0,4082	0,25	0,3385	0,5



продовження табл.3.26

Двофакторний трирівневий	2	11	3	0,513	0,4083	0,6282	0,5
Трифакторний трирівневий	3	17	3	0,4279	0,3162	0,6109	0,3536
$V_4$	4	24	0	0,4787	0,2357	0,6212	0,25
$V_5$	5	42	0	0,3985	0,1715	0,639	0,1768
$Na_5$	5	27	1	0,3716	0,2357	0,6396	0,25

Знаходимо  $t$  – критерій Стьюдента.

Табличне значення  $t_{\tau}$  – (табл. 3.27) при  $\alpha=0,05$  і  $f_{\bar{y}_0} = 4-1=3$

дорівнює 3,18.

Значення  $t$  – критерію Стьюдента

Таблиця 3.27

Число степенів свободи	Рівень значимості		
	0,1/0,9	0,05/0,95	0,02/0,98
1	6031	12,7	31,82
2	2,92	4,3	6,97
3	2,35	3,18	4,54
4	2,13	2,78	3,75
5	2,01	2,57	3,37
6	1,94	2,45	3,14
7	1,89	2,36	3
8	1,86	2,31	2,9
9	1,83	2,26	2,82
10	1,81	2,23	2,76
11	1,8	2,2	2,72
12	1,78	2,18	2,68
13	1,77	2,16	2,65
14	1,76	2,14	2,62
15	1,75	2,13	2,6
16	1,75	2,12	2,58
17	1,74	2,11	2,57



продовження табл.3.27

18	1,73	2,1	2,55
19	1,73	2,09	2,54
20	1,73	2,09	2,53
21	1,72	2,08	2,52
22	1,72	2,07	2,51
23	1,71	2,07	2,5
24	1,71	2,06	2,49
25	1,71	2,06	2,48
26	1,71	2,05	2,47
27	1,7	20,5	2,46
28	1,7	2,05	2,46
29	1,7	2,04	2,46
30	1,68	2,02	2,42
40	1,67	2	2,39

Розрахункові значення  $t_p$  – визначаємо за формулою (3.87), починаючи з найменших за абсолютним значенням коефіцієнтів рівнянь регресії:

$$t_i = \frac{|b_i|}{S_{b_i}}, \quad (3.87)$$

де  $S_{b_i}$  – середнє квадратичне відхилення при визначенні коефіцієнтів регресії.

$$t_1 = \frac{1,6}{0,27} = 5,92;$$

$$t_{13} = \frac{0,3}{0,29} = 1,03;$$

$$t_{11} = \frac{0,4}{0,71} = 0,56;$$

$$t_{14} = \frac{0,4}{0,29} = 1,38;$$

$$t_{22} = \frac{1,6}{0,71} = 2,25;$$

$$t_{24} = \frac{0,6}{0,29} = 2,07;$$

$$t_{44} = \frac{2,8}{0,71} = 3,94;$$

$$t_{12} = \frac{1,4}{0,29} = 4,83.$$



Оскільки  $t_{13}, t_{14}, t_{24}$  і  $t_{34} < t_{табл.}$ , то коефіцієнти  $b_{13}, b_{14}, b_{24}$  та  $b_{34}$  незначимі (у табл. 3.24 вони підкреслені). Квадратичні коефіцієнти  $b_{11}, b_{22}, b_{33}$  також незначимі, однак їх не слід видаляти з моделі, тому що всі квадратичні коефіцієнти зв'язані не тільки між собою, але і з вільним членом.

Рівняння регресії міцності бетону має вид:

$$\hat{y} = 57,3 - 1,6x_1 + 22,9x_2 + 7,2x_3 - 1,6x_4 - 0,4x_1^2 - 1,6x_2^2 - 0,4x_3^2 - 2,8x_4^2 - 1,4x_1x_2 + 2,5x_2x_3. \quad (3.88)$$

5) Визначаємо адекватність рівняння регресії.

Для цього знаходимо залишкову суму квадратів відхилень, попередньо обчисливши їх для кожного рядка матриці. Для цього визначаємо розрахункове значення  $\hat{y}$  за рівнянням для кожного рядка матриці.

Так, наприклад, для першого рядка отримаємо:

$$\hat{y} = 57,3 - 1,6(+1) + 22,9(+1) + 7,2(+1) - 1,6(+1) - 0,4(+1)^2 - 1,6(+1)^2 - 0,4(+1)^2 - 2,8(+1)^2 - 1,4(+1)(+1) + 2,5(+1)(+1) = 80,1$$

Аналогічно проводимо обчислення для всіх рядків матриці.

Визначаємо дисперсію адекватності  $S_{ад}^2$  за формулою (3.89):

$$S_{ад}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n - k - 1}, \quad (3.89)$$

де  $\hat{y}_i$  – розрахункове значення залежної змінної;

$K$  – кількість незалежних змінних;

$$S_{ад}^2 = \frac{21,9}{24 - 11} = 1,68,$$

де  $21,9 = \sum_{i=1}^n (y - \hat{y})^2$ ;

24 – кількість дослідів;

11 – кількість значимих коефіцієнтів у рівнянні регресії (3.88).

Знаходимо значення  $F$ -критерію Фішера.





Розрахункове  $F_p$  – визначаємо за формулою (3.90). Для даного прикладу:

$$F = \frac{S_{ad}^2}{S_y^2}, \quad (3.90)$$

де  $S_{ad}^2$  – залишкова дисперсія (дисперсія адекватності), що характеризує розсіювання експериментальних даних відносно лінії регресії;

$S_y^2$  – дисперсія відтворюваності

$$F_p = \frac{1,68}{1,3} = 1,3,$$

де 1,3 – дисперсія відтворюваності  $S_{\{\bar{y}_o\}}^2$ ;

1,68 – дисперсія адекватності  $S_{ad}^2$ .

Табличне  $F_T$  – знаходимо за табл. 3.28.

Таблиця 3.28

Табличне значення критерію Фішера  $F_m$   
(рівень значимості  $P=0,05$ )

Більшій $f_1$	Кількість ступенів вільності для дисперсії меншій $f_2$							
	1	3	5	10	20	50	100	$\infty$
1	161	216	230	242	248	252	253	254
2	18,1	19,2	19,3	19,4	19,4	19,5	19,5	19,5
3	10,1	9,3	9,0	8,8	8,7	8,6	8,6	8,5
4	7,7	6,6	6,3	6,0	5,8	5,7	5,7	5,6
5	6,6	5,4	5,1	4,7	4,6	4,4	4,4	4,4
10	5,0	3,7	3,3	3,0	2,8	2,6	2,6	2,5
20	4,4	3,1	2,7	2,4	2,1	2,0	1,9	1,8
100	3,9	2,7	2,3	1,9	1,7	1,5	1,4	1,3
$\infty$	3,8	2,6	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0

При довірчій імовірності 95%,  $f_{y_o} = 4-1=3$  та

$$f_{ad} = 24-11=13, F_{\text{табл}} = 8,7, \left( S_{\{\bar{y}_o\}}^2 < S_{\infty}^2 \right).$$

Так як  $F_p < F_{\text{табл}}$ , отримане рівняння регресії є адекватним і його можна вважати математичною моделлю міцності бетону для даної області зміни досліджуваних факторів.



## 4. ПРОЕКТУВАННЯ СКЛАДІВ БЕТОНІВ ІЗ ЗАДАНОЮ МІЦНІСТЮ

### 4.1. Основні параметри міцності бетону

Міцність бетону є основною його характеристикою, яка визначає несучу здатність бетонних та залізобетонних конструкцій. Мірою міцності є *границя міцності* – максимальне напруження, при якому має місце руйнування матеріалу.

Величина показника міцності зразків залежить від характеру прикладених зусиль. Найважливішим міцнісним показником бетону є його міцність на стиск. З іншими міцнісними показниками (міцністю при розтязі, зрізі, розколюванні та ін.) вона пов'язана кореляційними залежностями.

При проектуванні бетонних та залізобетонних конструкцій залежно від їх призначення встановлюють *класи бетону за міцністю*, тобто їх нормативні показники міцності, задані з певною, як правило 95%, забезпеченістю. Клас бетону (С) залежить від середньої міцності ( $f_{cm}$ , МПа):

$$C = f_{cm} (1 - tV_c), \quad (4.1)$$

де  $V_c$  - коефіцієнт варіації міцності бетону;

$t$  - коефіцієнт, який характеризує прийняту при проектуванні забезпеченість класу бетону (при зазвичай прийнятій забезпеченості 0,95  $t=1,64$ ).

При нормативному коефіцієнті варіації  $V_c=13,5\%$  (0,135) середню міцність можна визначити за формулою:

$$f_{cm} = C / 0,778. \quad (4.2)$$

Класи звичайних та високоміцних бетонів за міцністю на стиск, нормовані ЕН 206-1 та ДБН В.2.6-98:2009, наведені в табл. 4.1.



Контроль міцності бетону за кожним видом нормованої міцності здійснюють із використанням даних контролю попередніх партій у наступному порядку (ДСТУ Б В.2.7-214:2009):

- визначають міцність бетону кожної партії, виготовленої протягом *аналізованого періоду*;
- обчислюють характеристики однорідності міцності бетону за аналізований період;
- обчислюють за характеристиками однорідності міцності бетону в аналізованому періоді необхідну міцність бетону для наступного *контрольованого періоду*.

Таблиця 4.1

Класи бетону за міцністю на стиск

Клас бетону за міцністю на стиск	Мінімальна міцність на стиск зразків-циліндрів діаметром 150 мм і довжиною 300 мм у віці 28 діб, МПа	Мінімальна міцність на стиск зразків-кубів із ребром 150 мм у віці 28 діб, МПа
Звичайні бетони		
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
Високоміцні бетони		
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C90/105	90	105
C100/115	100	115



Визначення міцності бетону в партії здійснюють на основі результатів випробувань зразків бетону або неруйнівними методами. Партією бетону вважають об'єм бетонної суміші, виготовленої на одному технологічному комплексі за регламентований час.

Міцність бетону у МПа розраховується з точністю до 0,1 МПа.

Розрахункові формули для визначення міцності бетону наведені в табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Розрахункові формули для визначення міцності бетону

№ формули	Параметр	Розрахункова формула
4.3	Необхідна середня міцність бетону, МПа	$f_{cm} = k_t C_n,$ <p>де <math>C_n</math> - значення класу бетону за міцністю на стиск, осьовий розтяг або розтяг при згині, МПа, у проектному або проміжному віці, що зазначений у нормативній або проектній документації (<i>характеристична міцність бетону</i>); <math>k_t</math> - коефіцієнт необхідної міцності для усіх видів бетонів, що приймається залежно від середнього значення групового коефіцієнта варіації міцності бетону <math>V_{cm}</math></p>
4.4	Необхідна середня міцність бетону до введення статистичного контролю, МПа	$f_{cm} = 1,1 \frac{C_n}{k_b},$ <p>де <math>k_b</math> - коефіцієнт, що приймається залежно від виду бетону</p>



№ формули	Параметр	Розрахункова формула												
4.5	Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії, %	$V_c = \frac{S_m}{f_{cm}} \cdot 100,$ <p>де <math>f_{cm}</math> - середня міцність бетону в партії (<math>f_{cm} = \sum_{i=1}^n f_{ci} / n</math>), де <math>f_{ci}</math> - одиничне значення міцності бетону, МПа, <math>n</math> - загальна кількість одиничних значень міцності бетону в партії); <math>S_m</math> - середнє квадратичне відхилення міцності бетону в партії.</p>												
4.6	Середнє квадратичне відхилення міцності бетону, МПа	$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n - 1}}.$												
4.7	Середнє квадратичне відхилення міцності бетону при $n \leq 6$ , МПа	$S_m = \frac{W_m}{a},$ <p>де <math>W_m</math> - розмах одиничних значень міцності бетону в контрольованій партії, що визначається як різниця між максимальним і мінімальним одиничними значеннями міцності, МПа; <math>a</math> - коефіцієнт, що залежить від числа одиничних значень (<math>n</math>):</p> <table><tr><td><math>n</math>:</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>5</td><td>6</td></tr><tr><td><math>a</math>:</td><td>1,13</td><td>1,60</td><td>2,06</td><td>2,33</td><td>2,50</td></tr></table>	$n$ :	2	3	4	5	6	$a$ :	1,13	1,60	2,06	2,33	2,50
$n$ :	2	3	4	5	6									
$a$ :	1,13	1,60	2,06	2,33	2,50									



№ формули	Параметр	Розрахункова формула
4.8	Середнє значення групового(між партійного) коефіцієнта варіації міцності бетону, %	$V_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^N V_{ci} \cdot n_i}{\sum_{i=1}^N n_i},$ <p>де <math>V_{ci}</math> - коефіцієнт варіації міцності бетону кожної <math>i</math>-ої з <math>n</math> проконтрольованих партій бетону; <math>n_i</math> - число одиничних значень міцності бетону в кожній <math>i</math>-ій з <math>n</math> партій бетону; <math>N</math> - число проконтрольованих партій бетону; <math>\sum_{i=1}^N n_i</math> - загальне число одиничних значень міцності бетону за аналізований період (не менше 30).</p>
4.9	Середній внутрішньосерійний коефіцієнт варіації міцності бетону, %	$V_{cm} = \frac{W_{cm}}{df_{cm}},$ <p>де <math>d</math> - коефіцієнт, що приймається залежно від кількості зразків <math>n</math> у серії: при <math>n=2</math>, <math>d=1,13</math>; <math>n=3</math>, <math>d=1,69</math>; <math>n=4</math>, <math>d=2,06</math>; <math>n=6</math>, <math>d=2,50</math>.</p> $W_{cm} = \frac{\sum_{j=1}^{30} W_{cj}}{30}, f_{cm} = \frac{\sum_{j=1}^{30} f_{cmj}}{30},$ $W_{cj} = f_{i_{\max}} - f_{i_{\min}},$ <p>де <math>f_{j_{\max}}</math> та <math>f_{j_{\min}}</math> - максимальне та мінімальне значення міцності бетону в кожній серії зразків, МПа; <math>f_{cmj}</math> та <math>W_{cj}</math> - середня міцність та розмах міцності бетону в кожній серії зразків, МПа;</p>



№ формули	Параметр	Розрахункова формула
4.10	Міцність бетону на стиск, МПа	$f_{cm} = (\alpha \cdot F \cdot k_w) / A,$ де $F$ - руйнівне навантаження, Н; $A$ - площа робочого перерізу зразка, мм <sup>2</sup> ; $k_w$ - поправочний коефіцієнт для ніздрюватого бетону, який враховує вологість зразків на момент випробування; $\alpha$ - масштабний коефіцієнт для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках базового розміру та форми.
4.11	Міцність бетону на осьовий розтяг, МПа	$f_{c.tk} = (\beta \cdot F \cdot k_w) / A,$ де $\beta$ - масштабний коефіцієнт.
4.12	Міцність бетону на розтяг при розколюванні, МПа	$f_{c.tn} = (\gamma \cdot 2F \cdot k_w) / (\pi \cdot A),$ де $\gamma$ - масштабні коефіцієнти для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках базового розміру та форми.
4.13	Міцність бетону на розтяг при згині, МПа	$f_{c.tf} = (\delta \cdot F \cdot l \cdot k_w) / (a \cdot b^2),$ $a$ - ширина поперечного перерізу призми, мм; $b$ - висота поперечного перерізу призми, мм; $l$ - відстань між опорами при випробуваннях зразків-призм на розтяг при згині, мм; $\delta$ - масштабний коефіцієнт.



## 4.2. Основні задачі

В сучасній технології під проектуванням складів бетону розуміють обґрунтування вибору виду вихідних матеріалів і їх співвідношень, що забезпечують при заданому критерії оптимальності нормовані проектні вимоги до бетонної суміші і бетону. При використанні методології системного підходу проектування складів бетону може включати ряд додаткових задач, пов'язаних з оптимізацією технологічних параметрів виробництва і проектних вимог до бетону.

Задачі проектування складів бетону можна розділити на три групи: однопараметричні, дво- і багатопараметричні. В основу такої класифікації покладена загальна кількість нормованих параметрів для бетонної суміші і затверділого бетону.

Для *однопараметричних задач* не нормується звичайно в строго визначених кількісних границях показник легкоукладальності суміші. Вказується лише його якісна характеристика (суміш напівсуха, жорстка, рухома, літа). Якісно можуть характеризуватися й окремі показники затверділого бетону (бетон морозостійкий, водонепроникний, сульфатостійкий та ін.). В ряді випадків вказується спосіб виготовлення виробів або виконання бетонних робіт. Можуть вказуватися також умови експлуатації конструкцій. В тих випадках, коли це виявляється можливим, технолог вводить в умову задачі проектування складів кількісні показники, адекватні якісним оцінкам і однопараметрична задача проектування складу трансформується в дво- або багатопараметричну. В інших випадках доводиться, проектуючи склад, що забезпечує нормовані властивості, вводити необхідні обмеження по витраті води, В/Ц, крупності і виду заповнювачів, вмісту добавки та ін.

Найбільш розробленими і реалізованими на практиці є *двопараметричні задачі*, коли нормованою властивістю бетону є його міцність при стиску ( $f_{cm}$ ), а бетонної суміші – показник легкоукладальності (рухомість ОК або жорсткість Ж). Для рішення задач цього типу широко застосовуються





розрахунково-експериментальні методи, що використовують ряд відомих технологічних залежностей, що базуються на правилах водоцементного (цементно-водного) відношення, сталості водопотреби бетонних сумішей, оптимального вмісту піску та ін.

При рішенні таких задач для важких бетонів послідовно визначають (рис.4.1) значення цементно-водного або водоцементного відношення, витрати води з урахуванням необхідної рухомості або жорсткості бетонної суміші і заповнювачів, використовуючи припущення про те, що бетонна суміш складається з абсолютних об'ємів всіх її складових. В найпростішому випадку для чотирьохкомпонентної суміші, необхідне знання трьох параметрів: цементно-водного відношення ( $C/V$ ), витрати води ( $V$ ) і фактору, що характеризує співвідношення заповнювачів (частки піску в суміші заповнювачів ( $\gamma$ ) або коефіцієнта розсунення зерен крупного заповнювача цементно-піщаним розчином ( $\alpha$ )). Останній фактор можна розглядати як оптимізуючий, тому що лише при деякому оптимальному його значенні, в умовах  $C/V = \text{const}$ , можливе досягнення мінімальної витрати цементу. Найчастіше під оптимальним приймають співвідношення заповнювачів, що забезпечує їх найкращу легкоукладальність або мінімальну водопотребу.

При проектуванні складів різних, і особливо, спеціальних видів бетону (гідротехнічного, дорожнього, корозійностійкого і т.д.) виникають *багатопараметричні задачі*. Їх можна розділити на три підгрупи:

- з нормованими параметрами, однозначно зв'язаними з міцністю бетону при стиску;
- з нормованими параметрами, неоднозначно зв'язаними з міцністю при стиску;
- з нормованими параметрами, не зв'язаними з міцністю при стиску.

У першу підгрупу входять, наприклад, задачі з різними нормованими показниками міцності бетону. При розрахунку складів таких бетонів спочатку знаходиться визначальний параметр із нормованих властивостей бетону, відповідна йому



міцність при стиску і встановлюється мінімально можливе Ц/В, що забезпечує весь набір властивостей. Під “*визначальним параметром*” розуміється такий нормований параметр, досягнення якого забезпечує одночасно досягнення й всіх інших параметрів, зазначених в умові задачі.

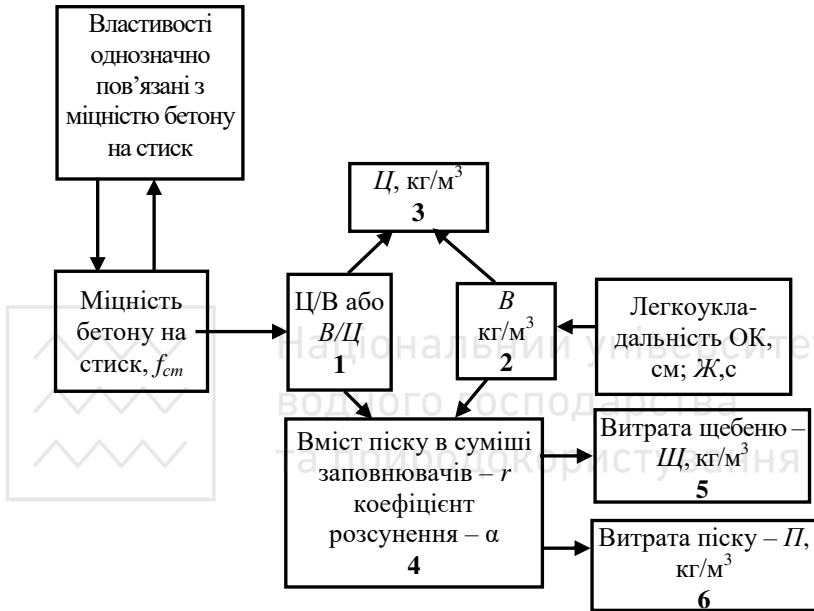


Рис. 4.1. Схема розрахунку номінальних складів важкого бетону

Наприклад, з рис. 4.2 випливає, що якщо нормуються: міцність при стиску  $f_{cm} \geq 20$  МПа, розтягу при згині  $f_{c,lf} \geq 8,3$  МПа і розтягу при розколюванні  $f_{c,m} \geq 7,9$  МПа, то, очевидно, що визначальним параметром є  $f_{c,m}$  і необхідне Ц/В, що забезпечує всі три показники властивостей, дорівнює 2.1.

Принциповою особливістю таких задач є існування області Ц/В, в межах якої знаходиться Ц/В, що забезпечує всі нормовані показники. Чим вужча ця область (для розглянутого прикладу вона – 1,3...2,1), тим ближчим є склад до оптимального і  $C \rightarrow \min$ . Для досягнення цієї умови можуть використовуватися різні технологічні прийоми: введення



добавок-регуляторів властивостей, зміна умов твердіння, підбір вихідних матеріалів та ін.

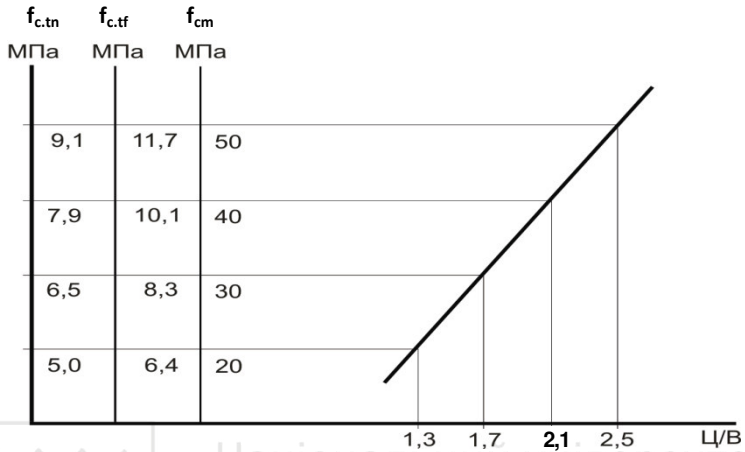


Рис. 4.2. Вплив Ц/В на міцність при стиску ( $f_{cm}$ ), розтяг при згині ( $f_{c,tf}$ ) і розтяг при розколюванні ( $f_{c,tn}$ )

Нормованими параметрами в задачах другої підгрупи, поряд з міцністю при стиску, можуть бути повзучість, морозостійкість, тепловиділення і т.д.

Для рішення задач даної підгрупи, так само як і попередньої, встановлюється область Ц/В або В/Ц, що забезпечує нормовані параметри, розглядаються технологічні шляхи її звуження й остаточно необхідне значення Ц/В. Регулювання Ц/В в цих задачах можливо, також, за рахунок зміни інших факторів складу, зокрема кількості цементного тіста, об'єму втягнутого повітря та ін.

Для ряду задач проектування складів бетону (наприклад, легких бетонів) Ц/В не є визначальним чинником, що забезпечує комплекс нормованих властивостей. Для таких задач (задач третьої підгрупи) варто знаходити сукупність істотних для всіх нормованих властивостей параметрів.

Розробка досить загального і доступного розрахунково-експериментального методу проектування складів бетонних сумішей із заданою легкоукладальністю і міцністю бетону стала



можливою завдяки використанню ряду допущень, зроблених на основі фізичних закономірностей, обумовлених впливом структури бетону на його властивості. Дані закономірності можуть бути використані і при багатопараметричному проектуванні складів бетону.

*Завдання на проектування складу бетону* повинно бути підготовлено для конструкцій або виробів конкретної номенклатури, що виготовляють із бетону одного виду і якості по визначеній технології. Воно повинно містити:

- нормовані показники якості бетону відповідно до вимог проектної документації на конструкції (вироби) конкретних видів, для яких призначений бетон;

- показники якості бетонної суміші, тривалість і режими тверднення бетону та інші вимоги виробництва відповідно до технологічної документації;

- показники однорідності міцності бетону, а також відповідний їм середній рівень міцності, який передбачається на певний період;

- обмеження за параметрами складу бетону і застосування матеріалів для його виготовлення.

Метою *оптимізації складів бетонних сумішей* є зазвичай мінімізація витрати цементу при забезпеченні нормованих властивостей бетону. Разом з тим практика допускає застосування різноманітних простих і комплексних, технічних, економічних і техніко-економічних критеріїв оптимальності (табл. 4.3). Критерії оптимальності в завданнях оптимізації складів бетону можуть прямувати до деякого абсолютного або умовного екстремуму, а в багатокритеріальних задачах перебувають у компромісній області.

Склад бетону характеризується витратами окремих компонентів із визначеними якісними показниками на  $1 \text{ м}^3$  бетонної суміші, які необхідні для забезпечення нормованих показників матеріалу. Розрізняють номінальний (лабораторний) і виробничий (робочий) склади. *Номінальний склад* вказує витрати на  $1 \text{ м}^3$  суміші сухих компонентів, *виробничий (робочий)* – з певною вологістю компонентів.



Основні критерії оптимальності при проектуванні складів  
бетону\*

Питома витрата ресурсу (на 1 м <sup>3</sup> бетонної суміші, конструкції, споруди): $X \rightarrow \min$ .
Відношення питомої витрати ресурсу до показника визначальної властивості бетону (P <sub>i</sub> ): $X/P_i \rightarrow \min$ .
Питомий вартісний показник*: $C \rightarrow \min$ , де C – вартість 1 м <sup>3</sup> бетону, конструкції, споруди, ресурсів та ін.
Відношення питомих вартісних показників для даного бетону і бетону еталонного складу (C <sub>o</sub> ): $C/C_o \rightarrow \min$
Відношення питомих вартісних показників і показників властивостей (або навпаки): $C/P_i \rightarrow \min$ (або $P_i/C \rightarrow \max$ ).
Відношення показників властивості бетону (P <sub>i</sub> ) до питомої витрати матеріального або енергетичного ресурсу, необхідного для його виготовлення (X): $P_i/X \rightarrow \max$ , де X – витрата цементу, заповнювачів, добавок, теплової, електричної енергії тощо.
Відношення показників властивості для даного бетону (P <sub>i</sub> ) і бетону еталонного складу (P <sub>o</sub> ): $P_i/P_o \rightarrow \max(\min)$ .
Показник визначальної властивості (комплекс, співвідношення властивостей) бетонної суміші або бетону (P <sub>i</sub> ): $P_i \rightarrow \max(\min)$ , де P <sub>i</sub> – рухомість бетонної суміші, міцність, морозостійкість, усадка бетону та ін.

\* – Критерій оптимальності розглядається при обов'язковому забезпеченні заданих показників властивостей.



Проектування (підбір) складів бетонів і розчинів може виконуватись експериментальними або розрахунково-експериментальними методами. Останні є найбільш поширеними. Вони базуються на застосуванні перевірених практикою розрахункових залежностей з остаточною перевіркою та уточненням розрахункових складів за допомогою експериментів.

### 4.3. Розрахунок складів важких бетонів

#### **Вибір вихідних матеріалів для бетонних сумішей.**

Першим етапом проектування складів бетонів і розчинів є вибір вихідних матеріалів і визначення їх технічних властивостей. При виборі вихідних матеріалів враховують як їх якісні параметри, так і техніко-економічні характеристики.

Найбільш важливі якісні показники вихідних матеріалів бетонних сумішей розглянуті в розділі 2.

Основними технічними показниками при виборі *виду цементу* є його хіміко-мінералогічний і речовинний склад; активність і марка; міцність, яка досягається через визначений час тверднення в т.ч. при необхідності й в умовах тепловологісної обробки; нормальна густина і тонкість помелу; ряд інших показників, обумовлених проектними вимогами до бетону, умовами його роботи в конструкціях і спорудах.

При звичайній технології виробництва для бетонів класів С16/20...С25/30 необхідно застосовувати цемент марки не нижче М400, для бетонів класів С30/37 і вище – цемент марки не нижче М500. Для бетонів класів С12/15 і нижче можливе застосування цементів марок М300 і М400.

Рекомендовані види цементу у відповідності з умовами роботи конструкцій згідно рекомендацій НДІЗБ наведені в табл.4.4.

Для бетонів, що піддають тепловій обробці слід застосовувати цементи I і II групи ефективності при пропарюванні, які відносяться до низько- і середньоалюмінатних ( $C_3A=3...8\%$ ), нормально- і високоалітових ( $C_3S - 50...60\%$ ). Не рекомендується в умовах теплової обробки бетонів



застосовувати пуццоланові цементи (цементи IV типу).

Таблиця 4.4

Рекомендовані види цементів

Умови роботи конструкцій	Вид цементу				
	порт- ланд- цемент	портланд- цемент з міне- ральни- ми до- бавками	шлако- порт- ланд- це- мент	сульфа- тостій- кий порт- ланд- цемент	пуццол- ановий порт- ланд- цемент
Всередині будівлі з відносною вологістю повітря: до 60 %	$\frac{P}{P^1}$	P	$\frac{P}{P^2}$	Д	Н
	$\frac{P}{P}$	P	$\frac{P}{P}$	Д	Д
На відкритому повітрі (при дії атмосферних умов)	$\frac{P}{P}$	P	Д <sup>2</sup>	Д	Н
Те саме, при одночасно- му систематичному по- перемінному заморожу- ванні і відтаванні або зволоженні і висиханні	$\frac{H}{H}$	Н	$\frac{D^2}{D}$	P	Н
В підземних і гідротех- нічних (та всередині масивних) спорудах	$\frac{D}{H}$	Д	$\frac{D}{H}$	Н	P
В зоні поперемінної дії води та морозу (гідро- споруд, облицювання каналів, відкритих ємностей)	$\frac{D}{H}$	Н	$\frac{H}{H}$	P	Н

<sup>1</sup>Під ризикою приведені дані для швидкотверднучого портландцементу і шлакопортландцементу. <sup>2</sup>Застосування шлакопортландцементів для бетонів до яких висуваються вимоги за морозостійкістю допускається при введених поротворюючих добавок.

**Примітка.** В таблиці дані наступні позначення: P – рекомендується; Д – допускається; Н – не допускається.



Для важкого бетону в якості заповнювачів застосовують пісок, гравій і щебінь, які задовольняють вимогам ДСТУ БВ.2.7-43-96. В якості заповнювачів бетонів застосовують також золошлакові суміші, металургійні та паливні шлаки та інші промислові відходи після проведення відповідних випробувань та техніко-економічних обґрунтувань.

Найбільший розмір крупного заповнювача повинен не перевищувати  $3/4$  відстані між арматурними стержнями і  $1/3$  товщини виробу або конструкції.

Для зниження витрати цементу і заповнювачів, покращення властивостей бетону рекомендується до їх складу додавати мінеральні добавки як природного так і техногенного походження (шлаки, золошлакові суміші, золу та ін.). Для регулювання властивостей бетонних сумішей і бетонів, зниження витрат цементу, енергозбереження необхідно застосовувати хімічні добавки, які задовольняють вимогам діючих нормативних документів.

Технічні умови, яким має відповідати вода для бетонних сумішей викладені в ДСТУ БВ. 2.7- 273: 2011.

**Розрахунок основних параметрів складу бетонних сумішей.** Бетонна суміш у загальному випадку являє собою систему, для якої справедлива умова:

$$V_1 + V_2 + V_3 \dots V_n = 1, \quad (4.14)$$

де  $V_i$  - абсолютний об'єм компонента бетонної суміші.

При використанні цієї умови задача розрахунку складу бетонної суміші зводиться до визначення витрат  $n-1$  компонентів, наприклад для звичайного важкого бетону, витрат цементу, води, піску або щебеню (гравію).

Визначення складу бетонної суміші виконується із використанням залежностей, які пов'язують витрати окремих компонентів або їхніх співвідношень із нормованими параметрами.

Загальна схема розрахунку складів важкого бетону, яка найбільш часто застосовується на практиці, приведена на рис. 4.1.

*Цементно-водне відношення* і обернене йому – *водоцементне відношення* (В/Ц), є основними параметрами





складу бетонної суміші з якими однозначно пов'язані міцність бетону і комплекс інших його властивостей. При розрахунках Ц/В (або В/Ц) приймається середній рівень міцності бетону, який визначається залежно від необхідного класу за формулою (4.1) із урахуванням коефіцієнта  $k_t$ , який залежить від середнього за аналізований період коефіцієнта варіації міцності (табл. 4.5). Якщо визначальними для бетону є показники морозостійкості, водонепроникності та ін., середній рівень міцності повинен бути достатнім, щоб забезпечити дані показники.

Таблиця 4.5

Значення коефіцієнта необхідної міцності  $k_t$

Коефіцієнт варіації міцності бетону $V_{cm}$ , %	Значення коефіцієнта необхідної міцності $k_t$ для бетону			
	усіх видів (крім щільних силікатних, ніздрюватих) і конструкцій, окрім масивних гідротехнічних	для щільного силікатного бетону	для автоклавного ніздрюватого бетону	для масивних гідротехнічних конструкцій
6 і менше	1,07	1,06	1,08	1,09
7	1,08	1,07	1,09	1,10
8	1,09	1,08	1,10	1,11
9	1,10	1,09	1,12	1,13
10	1,14	1,12	1,13	1,14
11	1,18	1,14	1,14	1,16
12	1,23	1,18	1,17	1,18
13	1,28	1,22	1,22	1,20
13,5	1,31	1,25	1,24	1,21
14	1,33	1,27	1,26	1,22
15	1,38	1,33	1,32	1,23
16	1,43	1,39	1,37	1,25
17		1,46	1,43	1,28
18			1,50	1,32
19			1,57	1,36
20				1,39
21 і більше	Область недопустимих значень $k_t$			



З найбільш часто застосованих формул для знаходження Ц/В або В/Ц можна виділити наступні:

$$\text{при } f_{cm} \leq 1,2R_u \quad \frac{Ц}{B} = \frac{f_{cm} + 0,5AR_u}{AR_u}; \quad (4.15)$$

$$\frac{B}{Ц} = \frac{AR_u}{f_{cm} + 0,5AR_u}; \quad (4.16)$$

$$f_{cm} > 1,2R_u \quad \frac{Ц}{B} = \frac{f_{cm} - 0,5A_1R_u}{A_1R_u}; \quad (4.17)$$

$$\frac{B}{Ц} = \frac{A_1R_u}{f_{cm} - 0,5A_1R_u}. \quad (4.18)$$

де  $A$  та  $A_1$  – коефіцієнти, що залежать від якості вихідних матеріалів (3.24, 3.25, табл. 3.20).

Додаткові можливості для розширення діапазону розв’язуваних задач з’являються при використанні “приведеного Ц/В”, що розраховується за формулою (3.38).

В табл. 4.6 та 3.12 за даними С. А. Миронова приведені емпіричні значення відносної міцності бетону на стиск при різних температурах тверднення і в різному віці. Ці дані можна використовувати при відповідних умовах як коефіцієнти в формулі міцності бетону  $A_{tr}$ , що враховують зміну температури в діапазоні  $0...40^\circ \text{C}$  і  $-5...-15^\circ \text{C}$  (при від’ємних температурах у бетон додають хімічні добавки) при різній тривалості тверднення бетону.

Перехід від “приведеного Ц/В” до фактичного Ц/В можна здійснити за формулою:

$$\frac{Ц}{B} = \frac{(Ц + K_{ц.е}Д) - K_{ц.е}Д}{(B + V_{нв}) - V_{нв}}. \quad (4.19)$$

де  $K_{ц.е}$  – коефіцієнт “цементуючої ефективності” мінеральної добавки;

$Д$  – вміст мінеральної добавки,  $\text{кг/м}^3$ ;

$V_{нв}$  – об’єм пор, заповнених повітрям.



Таблиця 4.6

Вихід міцності бетону на стиск при різних температурах  
твердіння, у % від 28-добової міцності

Бетон	Строк твердіння, діб	Середня температура бетону, °C					
		0	5	10	20	30	40
C12/15(M200) на портландцементі M300	1	4	6	10	18	27	36
	2	8	12	18	30	43	55
	3	12	20	25	40	52	65
	5	20	30	40	55	65	78
	7	30	40	50	65	74	85
	14	40	55	65	80	90	10
	28	55	68	80	100	-	0
C12/15...C20/25 (M 200...300) на портландцементі M400	1	5	9	12	23	35	45
	2	12	19	25	40	55	65
	3	18	27	37	50	65	77
	5	28	38	50	65	80	90
	7	35	48	58	75	90	10
	14	50	62	72	90	100	0
	28	65	77	85	100	-	-
C25/30 (M 400) на портландцементі M500	1	8	12	18	28	40	55
	2	16	22	32	50	63	75
	3	22	32	45	60	74	85
	5	32	45	58	74	85	96
	7	40	55	66	82	92	10
	14	57	70	80	92	100	0
	28	70	80	90	100	-	-
C35/45 (M 500) на портландцементі M600	1	9	13	21	32	45	59
	2	17	25	36	52	65	75
	3	23	35	46	62	75	85
	5	34	47	58	75	83	90
	7	42	57	68	85	90	10
	14	58	73	82	95	100	0
	28	75	83	92	100	-	-



продовження табл.4.6

Бетон	Строк твердіння, діб	Середня температура бетону, °С					
		0	5	10	20	30	40
С12/15 (М200) на шлакопортланд- цементі М300	1	-	3	6	12	20	35
	2	4	7	12	20	35	50
	3	7	12	18	30	46	63
	5	13	20	30	45	60	80
	7	18	25	40	55	70	92
	14	25	40	55	75	90	-
	28	35	55	70	100	-	-
С15/25 (М 200...300 на шлакопортланд- цементі М400	1	3	6	10	16	30	40
	2	8	12	18	30	40	60
	3	13	18	25	40	55	70
	5	20	27	35	55	65	85
	7	25	34	43	65	70	10
	14	35	50	60	80	96	0
	28	45	66	80	100	-	-

Коефіцієнт “цементуючої ефективності” легко визначити за експериментальними даними для рівномірних бетонів за формулою (4.20).

$$K_{ц.е.} = \frac{Ц_1 - Ц_2}{Д}, \quad (4.20)$$

де  $Ц_1$  – витрата цементу в бетоні без мінеральних добавок;  
 $Ц_2$  – витрата цементу в бетоні з мінеральними добавками;  
 $Д$  – витрата добавки.

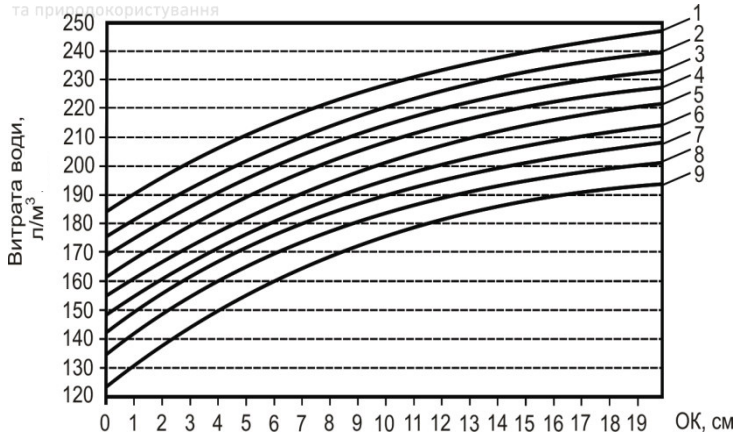
На водопотребу бетонної суміші вирішальне значення має показник легкоукладальності, який призначається залежно від особливостей конструкцій і способу укладки (табл. 4.7).



Таблиця 4.7

Показники легкоукладальності бетонної суміші залежно від  
виду конструкцій і способу укладки

Конструкції	Спосіб укладки бетонної суміші		
	з вібрацією		без вібрації
	ОК, см	Ж, с	ОК, см
Збірні залізобетонні з негайним розпалубленням	0	90...35	-
Підготовка під фундаменти і підлоги, дорожні і аеродромні покриття	1...2	35...25	2...3
Масивні неармовані з рідко розташованою арматурою	2...4	25...15	3...6
Каркасні залізобетонні (плити, балки, колони)	8...4	15...10	6...12
Залізобетонні з густо розташованою арматурою (бункери, силоси та ін.)	8...10	10...5	12...15
Касети і елементи для об'ємно-збірного домобудування	12...18	-	-
Буронабивні сваї, шахтні стовбури	16...20	-	-
Конструкції дуже насичені арматурою і закладними деталями, які заважають укладці пластичних сумішей із вібруванням	20...24	-	-



**Рис. 4.3.** Залежність витрати води на  $1 \text{ м}^3$  бетону від рухомості бетонних сумішей:

1 - пісок  $M_k = 3$ ; 2-9 – щебінь гранітний крупністю 10, 15, 20, 30, 40, 60, 80 і 150 мм

В практиці проектування складів бетону водопотребу бетонних сумішей зазвичай визначають по усередненим емпіричним даним за допомогою таблиць або графіків (рис. 4.3, табл. 4.8, 4.9).

Таблиця 4.8

Орієнтовна витрата води ( $V_0$ ) залежно від виду заповнювачів і легкоукладальності бетонної суміші

Легкоукладальність		Витрата води, $\text{л/м}^3$ при максимальній крупності заповнювача, мм			
Осадка конуса, см	Жорсткість, с	10	20	40	70
16...20	-	237	228	213	202
12...16	-	230	220	207	195
10...12	-	225	215	200	190
8...10	-	215	205	190	185
5...7	-	210	200	185	180
2...4	-	200	190	175	170
-	10...15	185	175	160	155
-	15...20	175	165	150	145



продовження табл.4.8

-	25...35	170	160	145	140
-	40...50	160	150	135	130

**Примітки: 1.** При збільшенні вмісту в щебені мулу та пилу понад 1% і частинок менше 5 мм вище 5% витрата води збільшується на 1...2 л на кожний відсоток. При збільшенні вмісту в піску мулу та пилу більше 3% – на 2 л/м<sup>3</sup> на кожний відсоток. **2.** Витрата води замішування наведена для бетонних сумішей, виготовлених на щебені з магматичних порід. Для бетонів на гравії витрата води зменшується на 10 л/м<sup>3</sup>. **3.** Витрата води дана для бетонних сумішей на портландцементі з нормальною густиотою цементного тіста 26-28%, і середньозернистому піску ( $M_k=2-2,5$ ) без пластифікуючих добавок. При зміні нормальної густоти цементного тіста на кожний відсоток у бік зменшення витрата води зменшується на 3-5 л, у бік збільшення – збільшується на 3-5 л. При зміні модуля крупності піску на кожні 0,5 у бік зменшення витрата води збільшується на 3-5 л, у бік збільшення – зменшується на 3-5 л.

Таблиця 4.9

Водопотреба бетонної суміші при застосуванні піску  $V_n=7\%$

Легкоукладальність		Витрата води, л/м <sup>3</sup> , при максимальній крупності заповнювачів, мм					
Осадка конуса, см	Жорсткість, с за стандартним віскозиметром	гравій			щебінь		
		10	20	40	10	20	40
0	31	150	135	125	160	145	135
0	30...20	160	145	130	170	155	145
0	20...11	165	150	135	175	160	150
0	10...5	175	160	145	185	170	155
1...2		185	170	155	195	180	165
3...4		195	180	165	205	190	175
5...6		200	185	170	210	195	180
7...8		205	190	175	215	200	185
9...10		215	200	185	225	210	195

**Примітки: 1.** Таблиця складена для пісків із водопотребою  $V_n=7\%$ . При збільшенні  $V_n$  на кожен відсоток витрата води підвищується на 5 л, а при зменшенні  $V_n$  скорочується відповідно на 5 л. **2.** При застосуванні пуцоланових цементів витрату води збільшують на 15...20 л.



При розрахунках водопотреби бетонних сумішей обов'язковим є врахування особливостей вихідних матеріалів та водоредукуючого ефекту пластифікуючих добавок.

Відомі значення цементно-водного або водоцементного відношення і водопотреби бетонної суміші дають можливість легко розрахувати витрату цементу в кг/м<sup>3</sup>:

$$C = B \cdot \frac{C}{B} \text{ або } C = \frac{B}{B/C} . \quad (4.21)$$

Мінімальна витрата цементу приймається за ДСТУ Б В.2.7.-43-96 відповідно до табл. 4.10.

Таблиця 4.10

Мінімальна витрата цементу в бетоні

Вид конструкції	Умови експлуатації	Вид і витрата цементів, кг/м <sup>3</sup>		
		ПЦ-Д0 ПЦ-Д5 ССПЦ-Д0	ПЦ-Д20 ССПЦ-Д20	ШПЦ ССШПЦ ПуцПЦ
Неармовані	Без атмосферного впливу	Не нормується		
	При атмосферному впливі	150	170	170
Армовані з ненапруженою арматурою	Без атмосферного впливу	150	170	180
	При атмосферному впливі	200	220	240
Армовані з попередньо напруженою арматурою	Без атмосферного впливу	220	240	270
	При атмосферному впливі	240	270	300

**Примітки. 1.** ПЦ-Д0, ПЦ-Д5, ПЦ-Д20 – портландцемент з вмістом мінеральної добавки відповідно 0, 5 і 20% за масою, ССПЦ-Д0, ССПЦ-Д20 – сульфатостійкий портландцемент з вмістом мінеральної добавки 0 і 20%, ШПЦ і ПуцПЦ – відповідно шлакопортландцемент і пуцолановий цемент, ССШПЦ – сульфатостійкий портландцемент.

**2.** Допускається виготовлення армованих бетонів з витратою цементу менше мінімально допустимого за умови попередньої перевірки забезпечення захисних властивостей бетону по відношенню до сталеві арматури. **3.** Мінімальну витрату цементів інших видів встановлюють на основі результатів оцінки захисних властивостей бетонів на цих цементах по відношенню до сталеві арматури.





Витрату заповнювачів можна розрахувати, знаючи об'єм цементного тіста ( $V_{ц.т}$ ) в бетонній суміші і рекомендовану частку піску в сумарному об'ємі піску та щебеню (гравію).

Об'єм цементного тіста, л/м<sup>3</sup>:

$$V_{ц.т} = \frac{Ц}{\rho_{ц}} + B. \quad (4.22)$$

Об'єм заповнювачів бетону, л/м<sup>3</sup>:

$$V_з = 1000 - V_{ц.т}. \quad (4.23)$$

Об'єм  $V_n$ , л/м<sup>3</sup> і маса  $\Pi$ , кг/м<sup>3</sup> піску :

$$V_n = rV_з, \quad \Pi = \rho_n V_n. \quad (4.24)$$

Об'єм  $V_{цц}$ , л/м<sup>3</sup> і маса  $\mathcal{I}$ , кг/м<sup>3</sup>, крупного заповнювача:

$$V_{цц} = V_з - V_n, \quad (4.25)$$

$$\mathcal{I} = \rho_{цц} V_{цц}. \quad (4.26)$$

У наведених вище формулах  $\rho_{ц}$ ,  $\rho_n$ ,  $\rho_{цц}$  – густина відповідно цементу ( $\rho_{ц} \approx 3,1$  кг/л), піску, щебеню чи гравію.

Рекомендовані орієнтовні значення частки піску ( $r$ ) у суміші заповнювачів наведені в табл. 4.11.

У широко застосовуваних розрахунково-експериментальних методах проектування складів бетону для визначення витрат піску і щебеню передбачається використання коефіцієнта заповнення порожнин і розсунення зерен щебеню (гравію) в бетонній суміші цементно-піщаним розчином –  $\alpha$ . Цей коефіцієнт (*коефіцієнт розсунення*) справедливий при допущенні, що бетонну суміш можна представити як двофазну систему, яка складається із крупного заповнювача в насипному стані і цементно-піщаного розчину.



Таблиця 4.11

Орієнтовні значення частки піску ( $r$ ) у суміші заповнювачів

Витрата цементу, кг/м <sup>3</sup>	Максимальна крупність зерен щебеню, гравію, мм	Модуль крупності піску	$r$ при використанні	
			щебеню	гравію
250	20	1,5-2,0	0,35	0,33
		2,0-2,5	0,36	0,34
	40	1,5-2,0	0,34	0,33
		2,0-2,5	0,35	0,34
	70	1,5-2,0	0,33	0,32
		2,0-2,5	0,34	0,33
300	20	1,0-2,0	0,34	0,32
		2,0-2,5	0,35	0,33
	40	1,5-2,0	0,33	0,32
		2,0-2,5	0,34	0,33
	70	1,5-2,0	0,32	0,31
		2,0-2,5	0,33	0,32
350	20	1,0-2,0	0,32	0,30
		2,0-2,5	0,33	0,31
	40	1,5-2,0	0,31	0,30
		2,0-2,5	0,32	0,31
	70	1,5-2,0	0,31	0,30
		2,0-2,5	0,32	0,31
400	20	1,0-2,0	0,30	0,28
		2,0-2,5	0,31	0,29
	40	1,5-2,0	0,29	0,28
		2,0-2,5	0,30	0,29
	70	1,5-2,0	0,29	0,28
		2,0-2,5	0,30	0,29

**Примітка.** Наведені значення  $r$  рекомендуються для бетонної суміші з рухомістю 2 см. При збільшенні рухомості на кожні 2 см значення  $r$  збільшується на 0,01.



У цьому випадку формулюється наступна умова:

$$\frac{B}{\rho_v} + \frac{Ц}{\rho_c} + \frac{П}{\rho_n} = \alpha P_{ц} \frac{Щ}{\rho_{н.ц}}, \quad (4.27)$$

де  $P_{ц}$  - пустотність крупного заповнювача;

$\rho_{н.ц}$  - його насипна густина;

$\rho_v, \rho_c, \rho_n$  - густина відповідно води, цементу та піску.

Параметри  $r$  і  $\alpha$  взаємопов'язані:

$$\alpha = \frac{V_{ц.м} + rV_3}{(1-r)P_3V_3}, \quad (4.28)$$

де  $V_{ц.м}$  - об'єм цементного тіста;

$P_3$  - пустотність суміші заповнювачів.

Витрати крупного і дрібного заповнювачів можна легко знайти рішенням системи 2-х рівнянь матеріального балансу. Перше рівняння в системі (4.29) відображає рівність абсолютного об'єму бетонної суміші сумі абсолютних об'ємів компонентів, що входять до неї, друге – відповідність об'єму цементно-піщаного розчину об'єму порожнин зерен крупного заповнювача з урахуванням їх необхідного розсунення для забезпечення заданої легкоукладальності суміші:

$$\begin{aligned} \frac{Ц}{\rho_c} + \frac{B}{\rho_v} + \frac{П}{\rho_n} + \frac{Щ}{\rho_{ц}} &= 1000 \\ \frac{Ц}{\rho_c} + \frac{B}{\rho_v} + \frac{П}{\rho_n} &= \alpha P_{ц} \frac{Щ}{\rho_{н.ц}}, \end{aligned} \quad (4.29)$$

де  $\rho_c, \rho_v, \rho_n$  і  $\rho_{ц}$  - дійсна густина відповідно цементу, води, дрібного та крупного заповнювачів, кг/л;

$P_{ц}$  - пустотність крупного заповнювача;

$\rho_{н.ц}$  - його насипна густина, кг/л.

З системи (4.29) слідує:

$$Щ = \frac{1000}{\frac{1}{\rho_{ц}} + \frac{\alpha P_{ц}}{\rho_{н.ц}}}; \quad (4.30)$$



$$P = (1000 - C / \rho_c - B / \rho_b - W / \rho_w) \rho_n \quad (4.31)$$

Коефіцієнт розсунення  $\alpha$  визначають за довідковими даними (табл. 4.12).

В рівняннях (4.29) враховують об'єм мінеральних добавок і повітря, якщо вони знаходяться в бетонній суміші в значній кількості.

Таблиця 4.12

Коефіцієнт розсунення  $\alpha$   
(для пластичних бетонних сумішей)

Витрата цементу, кг/м <sup>3</sup>	Значення $\alpha$ при $B/C$					
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
250	–	–	–	1,26	1,32	1,38
300	–	–	1,3	1,36	1,42	–
350	–	1,32	1,38	1,44	–	–
400	1,31	1,4	1,45	–	–	–
500	1,44	1,52	–	–	–	–
600	1,52	1,56	–	–	–	–

**Примітки:** 1. Таблиця складена для пісків із водопотребою  $B_n=7\%$ . При збільшенні  $B_n$  на кожен відсоток  $\alpha$  зменшується на 0,03, а при зниженні  $B_n$  зростає відповідно на 0,03. 2. Для жорстких бетонних сумішей ( $C < 400$  кг/м<sup>3</sup>)  $\alpha = 1,05 \dots 1,15$ .

#### 4.4. Розрахунок складів легких бетонів

Основним міцнісним параметром легких бетонів при проектуванні їх складів для збірних залізобетонних виробів є відпускна міцність. Для конструкційно-теплоізоляційних бетонів вона приймається 80% проектною, конструкційних – 70%. Для конструкційних легких бетонів, призначених для попередньо напружених конструкцій, нормується передаточна міцність. За умови забезпечення нормованих значень відпускної



(передаточної) міцності перевіряється також необхідна міцність бетону в проектному віці.

**Конструкційно-теплоізоляційні бетони.** Розрахунок номінальних складів конструкційно-теплоізоляційних бетонів послідовно включає орієнтовне визначення витрати крупного пористого заповнювача залежно від його марки за міцністю і виду дрібного заповнювача; витрати цементу з урахуванням класу бетону за міцністю і марки заповнювача за насипною густиною; витрати дрібного заповнювача і води.

Витрата крупного заповнювача встановлюється (табл.4.13) за умови максимального насичення ним легкого бетону.

Таблиця 4.13

Орієнтовна витрата крупного заповнювача в конструкційно-теплоізоляційному бетоні

Фракція заповнювача, мм	Витрата крупного заповнювача, м <sup>3</sup> /м <sup>3</sup> , залежно від його марки за міцністю та виду дрібного заповнювача			
	П 75 і менше		Більше П 75	
	пісок пористий	зола ТЕС або щільний пісок	пісок пористий	зола ТЕС або щільний пісок
5-10 і 10-20	1,05-1,1	1,1-1,2	1,0-1,05	1,05-1,15
5-20	1,0-1,05	1,05-1,15	0,95-1,0	1,0-1,10

**Примітка.** Приведені в таблиці значення передбачають застосування при приготуванні бетонної суміші повітрявтягувальних добавок. При відсутності добавок для отримання щільної структури бетону витрата крупного заповнювача зменшується на 5-10%. Для поризованих безпіщаних бетонів витрату крупного заповнювача приймають такою ж, як в бетонах на золі ТЕС або щільному піску.

Для визначення витрати цементу використовують рекомендації табл. 4.14, 4.15.

Витрату дрібного заповнювача в кг/м<sup>3</sup> розраховують за формулою:



$$P = \rho_b - 1,15C - K, \quad (4.32)$$

де  $\rho_b$  - заданий середній рівень густини бетону в сухому стані,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;

$C$  - витрата цементу,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;

$K$  - витрата крупного заповнювача,  $\text{кг}/\text{м}^3$ , ( $K=V_k\rho_k$ , де  $V_k$  – об'єм крупного заповнювача,  $\text{м}^3/\text{м}^3$ , (табл. 5.18),

$\rho_k$  - його густина  $\text{кг}/\text{м}^3$ ).

Таблиця 4.14

Орієнтовні витрати цементу для легких бетонів на гравійних заповнювачах

Характеристична міцність бетону на стиск, МПа	Марка заповнювача за насипною густиною	Витрата цементу марки 400, $\text{кг}/\text{м}^3$ , залежно від дрібного заповнювача					без піску (поризований бетон)
		того ж виду, що і крупний заповнювач	спучений перлитовий марки 300	зола і зола-шлакова суміш	щільний		
3,5	300	230	250	210	240	-	
	350 - 400	220	230	200	230	260	
	450 - 500	210	220	200	220	245	
	550 - 600	200	210	200	210	230	
5	300	240	270	230	250	-	
	350 - 400	230	250	220	240	280	
	450 - 500	220	230	210	230	260	
	550 - 600	210	220	200	220	250	
7,5	350 - 400	250	300	230	270	-	
	450 - 500	240	270	220	250	-	
	550 - 600	230	250	210	230	-	

Орієнтовна витрата води приймається за формулою (4.33) залежно від легкоукладальності бетонної суміші, крупності і водопоглинання крупного заповнювача, водопотреби і кількості дрібного заповнювача:



$$B = B_0 + B_1 + B_2, \quad (4.33)$$

де  $B_0$  - початковий вміст води за табл. 4.21, л/м<sup>3</sup>;

$B_1$  - поправка на водопотребу дрібного заповнювача, л/м<sup>3</sup>;

$B_2$  - поправка на водопоглинання крупного пористого заповнювача (водопоглинання крупного пористого заповнювача прийнята в табл. 4.21 – 15%).

Таблиця 4.15

Орієнтовні витрати цементу для легких бетонів на щебневих заповнювачах

Характеристична міцність бетону на стиск, МПа	Марка заповнювача за насипною густиною	Витрата цементу марки 400, кг/м <sup>3</sup> , залежно від дрібного заповнювача		
		того ж виду, що і крупний заповнювач	спучений перлитовий марки 300	зола і золошлакова суміш
3,5	400	260	280	240
	500	240	260	230
	600	235	250	220
	700	225	240	210
	800	215	230	200
	900	205	220	200
5	400	280	320	255
	500	265	290	240
	600	255	270	230
	700	245	260	220
	800	235	250	210
	900	225	240	200
7,5	400	340	390	300
	500	310	360	280
	600	290	240	260
	700	270	210	240
	800	260	300	230
	900	250	290	220



**Легкі конструкційні бетони.** Розрахунок складів конструкційних легких бетонів зазвичай виконують у наступній послідовності:

1) залежно від заданих показників міцності і середньої густини бетону, а також насипної густини та міцності крупного заповнювача з'ясовують можливість приготування бетону на щільному або пористому піску з врахуванням його міцності при здавлюванні в циліндрі (табл. 4.16 – 4.18);

Таблиця 4.16

Максимальні марки крупних пористих заповнювачів за насипною густиною для конструкційних бетонів

Характеристична міцність бетону на стиск, МПа	Марка бетону за середньою густиною	Максимальна марка крупного заповнювача за насипною густиною			
		гравію		щебеню	
		пісок щільний	пісок пористий	пісок щільний	пісок пористий
10...20	D1200	-	500	-	-
	D1300	-	600	-	400
	D1400	500	700	-	500
	D1500	600	800	400	600
	D1600	700	-	500	700
	D1700	800	-	600	800
	D1800	900	-	700	900
25...40	D1400	-	600	-	-
	D1500	-	700	-	-
	D1600	600	800	-	-
	D1700	700	-	-	700
	D1800	800	-	600	800
	D1900	900	-	700	900
	D2000	-	-	800	1000

**Примітка.** Згідно ДСТУ Б В.2.7-176:2008 для легких бетонів встановлені наступні класи міцності на стиск (LC): 8/9; 12/13; 16/18; 20/22; 25/28; 30/33; 35/38; 40/44; 45/50 та більш високі – до 80/88 включно.





Таблиця 4.17

Марки крупних пористих заповнювачів за міцністю

Характеристична міцність бетону на стиск, МПа	Марка заповнювача за міцністю	Характеристична міцність бетону на стиск, МПа	Марка заповнювача за міцністю
3,5	П 25	20	П 150
5	П 35	22,5	П 200
7,5	П 50	25	П 250
10	П 75	30	П 300
12,5	П 100	35	П 350
15	П 125	40	П 400

**Примітка.** Крупний заповнювач відносять до тієї чи іншої марки за результатами випробувань в циліндрі.

Таблиця 4.18

Міцність піску при здавлюванні в циліндрі

Характеристична міцність бетону на стиск, МПа	Міцність піску при здавлюванні в циліндрі, МПа, не менше			
	керамзитового	керамзитового і шунгізитового, перлітового	шлакопемзового	аглопоритового
15	2,5	1,2	1,0	0,8
25	4,5	2,2	1,2	1,0
30	6,5	3,3	1,4	1,2
40	8,0	4,0	1,8	1,4

2) відповідно до заданого середнього рівня міцності бетону на стиск визначають витрату цементу ( $L$ ) залежно від його марки, а також виду піску, крупності і марки за міцністю крупного заповнювача, легкоукладальності бетонної суміші (табл. 4.19, 4.20);



Таблиця 4.19

Орієнтовна витрата цементу, кг/м<sup>3</sup>, при застосуванні пористих заповнювачів із крупністю до 20 мм і щільного піску для бетонних сумішей з Ж=5...8 с.

Міцність бетону, МПа	Рекомендована марка цементу	Марка пористого заповнювача за міцністю зерен						
		П75	П100	П125	П150	П200	П250	П300
15	400	300	280	260	240	230	220	210
20	400	-	340	320	300	230	260	250
25	400	-	-	390	360	330	310	290
30	500	-	-	-	420	390	360	330
35	500	-	-	-	-	450	410	380
40	500	-	-	-	-	-	480	450
50	500	-	-	-	-	-	570	540

Таблиця 4.20

Коефіцієнти зміни витрати цементу при зміні його марки, виду піску, крупності заповнювача і легкоукладальності бетонної суміші

Характеристика матеріалів	Міцність бетону, МПа						
	15	20	25	30	35	40	50
Цемент марки:							
300	1,15	1,2	-	-	-	-	-
400	1	1	1	1,5	1,2	1,25	-
500	0,9	0,88	0,85	1	1	1,1	1,1
Пісок:							
щільний	1	1	1	1	1	1	1
пористий	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Найбільша крупність заповнювача, мм							
40	0,9	0,9	0,93	0,93	0,95	0,95	0,95
20	1	1	1	1	1	1	1
10	1,1	1,1	1,07	1,1	1,05	1,05	1,05



Жорсткість, с	1	1	1	1	1	1	1
5...8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
8...12	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
12...20							
Осадка конуса, см	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07
1...2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
2...5	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
8...12							

**Примітки.** 1. Коефіцієнти зміни витрати цементу при застосуванні піску з  $M_k=1,5...2$  ( $V_p=10\%$ ) – 1,05;  $M_k=1...1,5$  ( $V_p>10\%$ ) – 1,1. 2. Для цементу I групи за ефективністю при пропарюванні – 0,93; III – 1,07.

3) залежно від заданої легкоукладальності бетонної суміші, найбільшої крупності і виду крупного заповнювача визначають початкову витрату води ( $B_0$ ), (табл. 4.21);

Таблиця 4.21

Орієнтовна витрата води ( $B_0$ ) для легкобетонної суміші

Осадка конуса, см	Жорсткість, с	Масимальна крупність, мм					
		пористого гравію			пористого щебеню		
		10	20	40	10	20	40
8...12	-	235	220	205	265	250	235
3...7	-	220	205	190	245	230	215
1...2	3...5	205	190	175	225	210	195
	5...8	195	180	165	215	200	185
	8...12	185	170	160	200	185	175
	12...20	175	160	150	190	175	165

**Примітки.** 1. Початкові витрати води приведені для бетонів з витратою цементу  $450 \text{ кг/м}^3$  і менше, застосуванні щільного піску з  $V_p=7\%$  при об'ємній концентрації крупного заповнювача  $\phi=0,37$  і водопоглинанні 15%. 2. Бетонні суміші марок ПЗ і П4 виготовляють із пластифікуючими добавками.

4) залежно від заданого середнього рівня густини бетону та зерен крупного заповнювача, а також знайдених витрат цементу і води встановлюється об'ємна концентрація крупного заповнювача ( $\phi$ ) і його витрата (кг), (табл. 4.22);



Таблиця 4.22

Об'ємна концентрація крупного пористого заповнювача ( $\varphi$ ) в бетонній суміші

Середня густина бетону в сухому стані, $\text{кг/м}^3$	Об'ємна концентрація заповнювача $\varphi$ з густиною зерен в цементному тісті, $\text{кг/л}$						
	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
1300	0,47	0,51	0,54	-	-	-	-
1400	0,43	0,47	0,51	0,54	-	-	-
1500	0,39	0,43	0,47	0,51	-	-	-
1600	0,33	0,37	0,42	0,46	0,51	-	-
1700	-	0,29	0,36	0,41	0,46	0,51	-
1800	-	-	-	0,32	0,4	0,46	0,51
1900	-	-	-	-	0,3	0,38	0,46
2000	-	-	-	-	-	-	0,37

**Примітки:** 1. Приведені значення справедливі для бетонів із витратою цементу  $C=400 \text{ кг/м}^3$ , початковим водовмістом  $B_0=200 \text{ л/м}^3$ , водопотребою піску  $B_n - 8\%$ . 2. При зміні витрати цементу на  $\pm 100 \text{ кг/м}^3$   $\varphi$  відповідно змінюється на  $0,01 - 0,02$ , а при зміні  $C$  на  $\pm 200 \text{ кг/м}^3$  – на  $0,03 - 0,05$ . 3. При збільшенні  $B_0$  на кожні  $20 \text{ л/м}^3$   $\varphi$  зменшується на  $0,02$ , при зменшенні  $B_0$  на кожні  $20 \text{ л/м}^3$   $\varphi$  збільшується на  $0,02$ . 4. При зменшенні або збільшенні  $B_n$  на  $2\%$   $\varphi$  відповідно збільшується або зменшується на  $0,01$ .

5) за умови правила абсолютних об'ємів розраховують витрату піску;

6) уточнюють розрахункову витрату води з урахуванням поправок на водопотребу піску, водопоглинання крупного заповнювача, його об'ємну концентрацію і витрату цементу.

Об'ємну концентрацію крупного заповнювача можна знайти залежно від густини зерен в цементному тісті (табл.4.22), або об'єму міжзернових пустот крупного заповнювача ( $\alpha$ ) для бетонних сумішей із маркою за легкоукладальністю P1 за формулою:

$$\varphi = 0,85 - \alpha \quad (4.34)$$

Для бетонних сумішей марок P2 і більше значення  $\varphi$  зменшується на  $0,02$ , Ж1 і Ж2 – збільшується на  $0,02$ .



Густина зерен крупного заповнювача ( $\rho'_{з.к}$ ) в цементному тісті орієнтовно можна визначити за формулами:

- для пористого гравію:

$$\rho'_{з.к} = 1,05\rho_{з.к} \quad (4.35)$$

- для пористого щебеню:

$$\rho'_{з.к} = 1,1\rho_{з.к} \quad (4.36)$$

де  $\rho_{з.к}$  - насипна густина зерен крупного заповнювача.

Значення  $\varphi$  за табл. 4.22 не повинно перевищувати більш ніж на 0,05 оптимальну величину, що розраховується за формулою (4.34). Якщо ця умова не забезпечується, частину щільного піску замінюють пористим, золошлаковою сумішшю або золою. Для конструктивного бетону міцністю 15...20 МПа рекомендується також при застосуванні щільного піску введення повітровтягувальних добавок, які залучають 3...6% повітря і знижують значення  $\varphi$  на 0,03...0,06.

Витрату крупного пористого заповнювача,  $\text{кг/м}^3$ , за масою і насипному об'єму визначають за формулами:

$$K = 1000\varphi \cdot \rho_{к}; \quad (4.37)$$

$$V_{к} = \frac{K}{\rho_{к}^{\text{н}}}, \quad (4.38)$$

де  $\rho_{к}$  і  $\rho_{к}^{\text{н}}$  - відповідно дійсна густина і насипна густина крупного пористого заповнювача.

Витрату піску,  $\text{кг/м}^3$ , залежно від середньої густини бетону, витрати цементу і крупного заповнювача визначають за формулою:

$$П = \rho_{б} - 1,15Ц - K. \quad (4.39)$$

Загальну водопотребу бетонної суміші знаходять додаючи до початкової витрати води ( $B_0$ ) за табл. 4.21 поправки на водопотребу піску ( $B_1$ ), підвищений вміст цементу ( $B_2$ ) і неоптимальну об'ємну концентрацію крупного заповнювача



( $B_3$ ). При можливості вводять і інші поправки, що враховують, наприклад, водопоглинання заповнювачів та ін.

Поправка  $B_1$  на водопотребу пористого піску ( $B_n$ ) знаходиться за формулою (4.40).

$$B_1 = 0,025 \frac{П}{\rho_n} (B_n - 7), \quad (4.40)$$

де  $B_n$  – водопотреба піску, %,  
 $П$  – витрата піску,  $\text{кг/м}^3$ .

Поправка на підвищену витрату цементу ( $Ц > 450 \text{ кг/м}^3$ ):

$$B_2 = 0,15(Ц - 450). \quad (4.41)$$

Поправка на неоптимальну з умови водопотреби суміші об'ємну концентрацію крупного заповнювача:

$$B_3 = 2000(\varphi - 0,37)^2. \quad (4.42)$$

*Розрахунок складів конструкційних легких бетонів методом "приведеного Ц/В".* Традиційна методика проектування складів конструкційних легких бетонів, що викладена вище, ґрунтується на призначенні орієнтовної витрати цементу й об'ємної концентрації пористого заповнювача на основі довідкових емпіричних даних, що враховують міцність і густину бетону, рухомість бетонної суміші, густину та міцність заповнювачів. З цією метою можуть бути використані як табличні та графічні дані, так і відповідні рівняння регресії.

Параметром суміші, однозначно пов'язаним з міцністю, для легких бетонів може бути "приведене Ц/В" визначене за формулою (3.38).

В "приведеному Ц/В",  $(Ц/В)_{пр}$ , вплив об'єму пор, утворених заповнювачем і втягнутим повітрям, "приводиться" до впливу еквівалентної кількості води в складі бетонної суміші.



"Приведене Ц/В" є більш універсальним параметром ніж Ц/В і трансформується в останнє згідно формули (4.19).

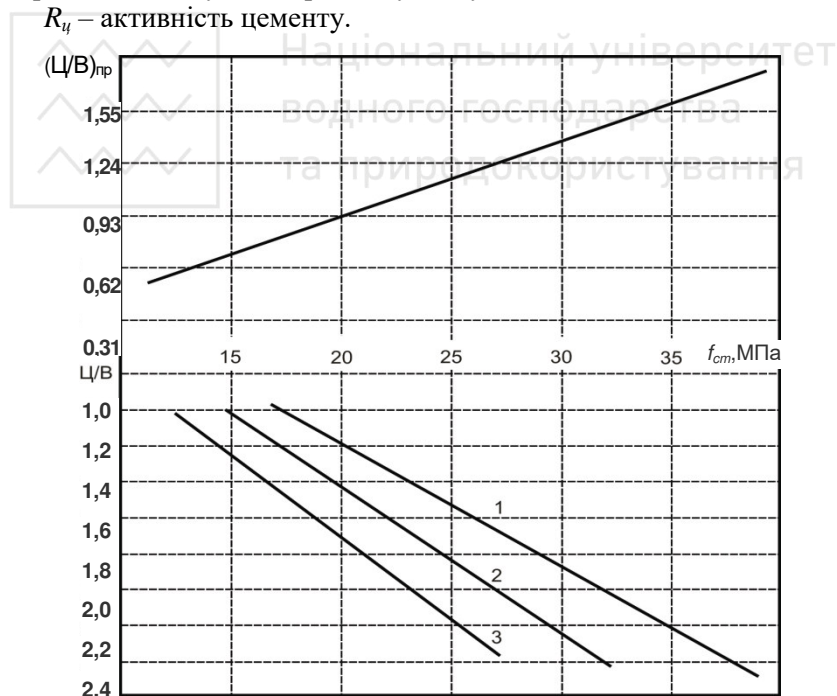
При врахуванні пор заповнювача і втягнутого повітря в бетонній суміші фізично обумовлена однозначна залежність міцності легких бетонів від "приведеного Ц/В" (*правило "приведеного Ц/В"*), яку можна покласти в основу розрахунково-експериментального методу проектування їхніх складів.

Міцність конструкційних легких бетонів пов'язана з  $(\text{Ц/В})_{\text{пр}}$  лінійною залежністю, (ф-ла 4.43, табл. 4.23, рис.4.4).

$$f_{cm} = AR_u(\text{Ц/В})_{\text{пр}}, \quad (4.43)$$

де  $A$  – коефіцієнт, що враховує особливості заповнювачів (для керамзитобетону на кварцовому піску  $A \approx 0,55$ );

$R_u$  – активність цементу.



**Рис. 4.4.** Залежність міцності конструктивних керамзитобетонів від Ц/В і  $(\text{Ц/В})_{\text{пр}}$  1 – пористість керамзиту 0,4; 2 – 0,55; 3 – 0,7



Лінійна залежність міцності легких бетонів від приведеного  $C/B$  зберігається в області т.зв. ефективних складів, коли крупний заповнювач працює разом з розчиноюю складовою.

З формули (4.44) можна знайти витрату цементу при відомих значеннях необхідної витрати води ( $B$ ), об'єму пористого заповнювача ( $\Pi_3 V_3$ ), втягнутого повітря ( $V_{пв}$ ), вмісту мінеральної добавки ( $D$ ) і коефіцієнту її цементуючої ефективності ( $K_{ц,е}$ ):

$$C = \frac{f_{cm} \cdot (B + (\Pi_3 V_3 + V_{пв}))}{AR_{ц}} - K_{ц,е} D, \quad (4.44)$$

де  $f_{cm}$  - необхідна міцність бетону на стиск, МПа;

$R_{ц}$  - активність цементу, МПа.

Таблиця 4.23  
Експериментальні і розрахункові значення  
міцності керамзитобетонів

Проектна міцність бетону МПа	Середня густина бетону, кг/м <sup>3</sup>	Витрата матеріалів, кг/м <sup>3</sup>			Об'єм втягнутого і залишкового повітря, %	Експериментальні значення міцності бетону, МПа
		Ц	К	П		
15	1500	224	$\frac{767}{800}$	479	3,2	15,1
15	1600	243	$\frac{440}{600}$	882	2,8	14,9
20	1500	369	$\frac{380}{500}$	691	2,7	19,8
20	1600	289	$\frac{708}{800}$	563	2,3	19,8
30	1600	477	$\frac{572}{700}$	477	2,1	29,4
30	1800	392	$\frac{520}{800}$	835	1,8	30,1

**Примітка.** В знаменнику для керамзиту (К) зазначена марка за насипною густиною.





Пористість крупного заповнювача, якщо він представлений керамзитовим гравієм, можна знайти за формулою:

$$P_3 = 1 - \frac{1,8 \cdot \rho_k^H}{\rho}, \quad (4.45)$$

де  $\rho_k^H$  - насипна густина керамзитового гравію;

$\rho$  - дійсна густина керамзиту.

Об'ємну концентрацію крупного пористого заповнювача в легкому бетоні ( $\varphi$ ) можна знайти за допомогою формули, що враховує коефіцієнт розсунення зерен крупного заповнювача цементно-піщаним розчином ( $K_p$ ):

$$\varphi = 1 - P_k^{M3} \cdot K_p, \quad (4.46)$$

де  $P_k^{M3}$  - об'єм міжзернових порождин крупного заповнювача.

Витрату крупного пористого заповнювача можна знайти з виразів:

об'ємну:

$$V_k = 1000 \cdot \varphi; \quad (4.47)$$

масову:

$$K = 1,89 \varphi \cdot \rho_k^H. \quad (4.48)$$

В табл. 4.24 наведені значення  $K_p$  для конструктивних керамзитобетонів, отримані обробкою довідкових даних.

Вибір крупного пористого заповнювача здійснюється на основі емпіричних даних, що зв'язують його насипну густина ( $\rho_k^H$ ) з густиною ( $\rho_0$ ) і міцністю бетону ( $f_{cm}$ ).

Мінімально можлива насипна густина крупного пористого заповнювача ( $\rho_k^H$ ) визначається з умови досягнення заданої міцності бетону в зоні ефективних складів. Статистична обробка відомих експериментальних даних для керамзитобетону показує можливість використання рівняння зв'язку:



$$R_k = 0,008\rho_k^H - 1,88, \quad (4.49)$$

де  $R_k$  і  $\rho_k^H$  - відповідно міцність в МПа і насипна густина керамзитового гравію в  $\text{кг/м}^3$ .

Таблиця 4.24

Значення  $K_p$  для конструктивних керамзитобетонів

$\rho_k^H, \text{кг/м}^3$	Густина бетону $\rho_b, \text{кг/м}^3$				
	1400	1500	1600	1700	1800
400	1,25	1,33	1,45	-	-
500	1,18	1,25	1,36	1,50	-
600	1,10	1,19	1,28	1,39	1,54
700	-	-	1,20	1,29	1,45
800	-	-	-	1,21	1,33
900	-	-	-	-	1,22

**Примітка.** Значення  $K_p$  приведені для керамзитобетонних сумішей з ОК=5...9 см. Для сумішей з ОК=10...15 см – значення  $K_p$  збільшуються на 0,05...0,15, з ОК=15...20 см на 0,15...0,2 в залежності від середньої густини бетону. Для жорстких бетонних сумішей  $K_p$  зменшується в залежності від значень жорсткості і середньої густини бетону.

Максимально можлива густина крупного пористого заповнювача при  $\varphi = \text{const}$  лімітується необхідною середньою густиною бетону ( $\rho_b$ ) і густиною його розчинової складової ( $\rho_p$ ). Вона може бути знайдена з рівняння:

$$\rho_b = \rho'_k \varphi + \rho_p (1 - \varphi) - B_{\text{вип}}, \quad (4.50)$$

де  $\rho'_k$  і  $\rho_p$  - відповідно густина зерен крупного заповнювача в цементному тісті і густина розчину;

$B_{\text{вип}}$  - маса води, що випаровується і утворює додатковий об'єм пор.

Величину  $B_{\text{вип}}$  можна знайти, знаючи загальний водовміст бетонної суміші і її частину, що хімічно зв'язується з цементом:

$$B_{\text{вип}} \approx B - 0,15Ц. \quad (4.51)$$



Орієнтовно максимально можливу насипну густину крупного заповнювача можна знайти з нормативних і довідкових даних. Відомо, зокрема, що для щільного легкого бетону максимальне відношення  $\rho_k^H / \rho_0$ , що рекомендується при  $\rho_0$  до 800 кг/м<sup>3</sup> – 0,40; 800...1100 кг/м<sup>3</sup> – 0,45; 1200...1400 кг/м<sup>3</sup> – 0,50; 1400...1800 кг/м<sup>3</sup> – 0,55.

Вид піску, що характеризується його густиною ( $\rho_n$ ), залежить від необхідної густини розчинової складової, а остання від необхідної густини бетону. Номограми, що дозволяють знайти  $\rho_n$  і встановити необхідну середню густину розчину приведені на рис. 4.5, 4.6.

Номограма (рис. 4.5) отримана обробкою відомих довідкових даних.

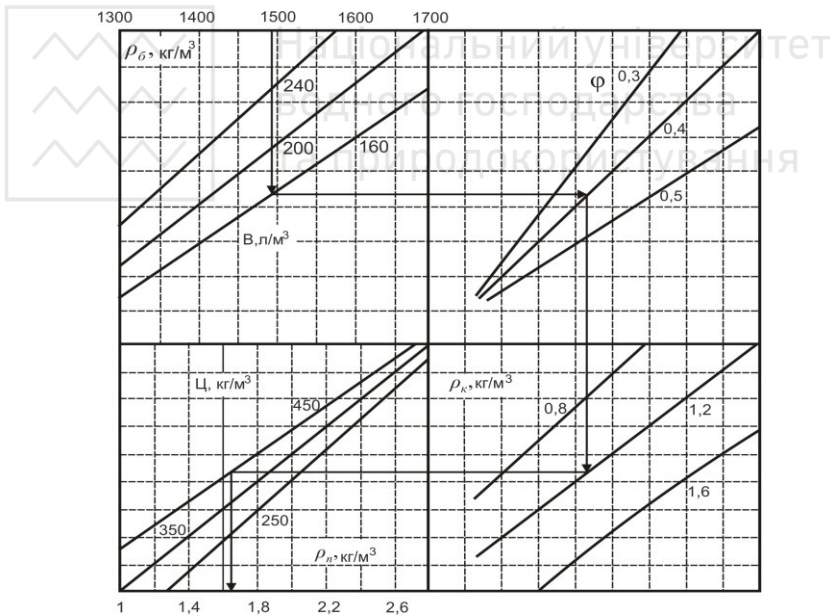


Рис. 4.5. Номограма для визначення необхідної густини піску  $\rho_n$  залежно від  $\rho_0$ , витрат води (В), цементу (Ц), параметрів  $\phi$  і  $\rho_k$

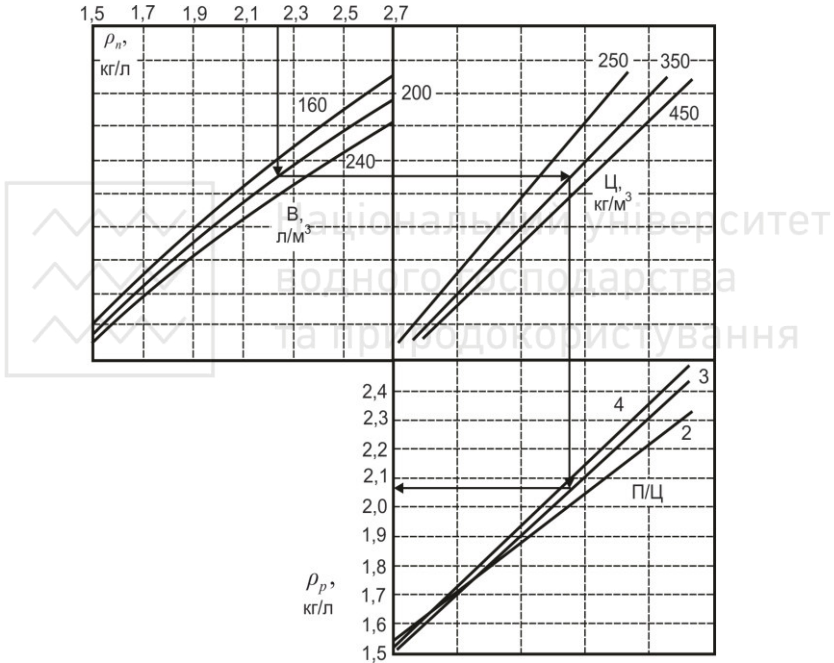


Для отримання номограми (рис. 4.6) використане рівняння:

$$\rho_p = \frac{1,15 + \Pi / \text{Ц}}{\frac{1}{\rho_{\text{ц}}} + \frac{\Pi / \text{Ц}}{\rho_n} + \text{В} / \text{Ц}}, \quad (4.52)$$

де  $\rho_{\text{ц}}$  – густина цементу;

$\Pi / \text{Ц}$  і  $\text{В} / \text{Ц}$  – відповідно піщано-цементне і водоцементне відношення.



**Рис. 4.6.** Номограма для визначення необхідної густини розчину  $\rho_p$  в залежності від  $\rho_n$ , витрат води, цементу і співвідношення  $\Pi / \text{Ц}$

З (4.52) при  $\rho_{\text{ц}}=3,1 \text{ г/см}^3$  випливає, що максимально допустима густина зерен піску:



$$\rho_n = \frac{\rho_p \Pi / \Pi}{1,15 + \Pi / \Pi - \rho_p (0,32 + B / \Pi)}. \quad (4.53)$$

Густина розчинової складової легкого бетону може бути зменшена її поризацією за рахунок введення повітрявтягуючої добавки. Необхідний об'єм повітря ( $V_{ne}$ ) у % для доведення розчину з густиною  $\rho_p$  до  $\rho'_p$  знаходиться з умови:

$$V_{ne} = 100 - \frac{100\rho'_p}{\rho_p}. \quad (4.54)$$

Перехід від  $V_{ne}$  до необхідного вмісту повітрявтягуючої добавки виконується за допомогою відповідних емпіричних залежностей.

Для бетонів на щільному піску витрата останнього знаходиться з умови абсолютних об'ємів (4.39) після визначення з рівняння (4.44) витрати цементу.

З урахуванням виду матеріалів, що використовують, і заданого показника легкоукладальності призначається витрата води. Статистичною обробкою відомих довідкових даних отримані базові рівняння регресії для визначення витрати води в л/м<sup>3</sup> для бетону на керамзитовому гравії і кварцовому піску:

$$B_0^{OK} = 2,33OK - 0,04\rho_k^n + 230, \quad (4.55)$$

$$B_0^{\mathcal{J}} = 258 - 21,87\ln(\mathcal{J}) - 0,04\rho_k^n, \quad (4.56)$$

де  $OK$  і  $\mathcal{J}$  – відповідно рухомість (см) і жорсткість (с) бетонної суміші.

Базові значення витрати води уточнюються із урахуванням крупності крупного і дрібного заповнювачів, виду цементу, добавок та ін.

При застосуванні поряд зі щільним ( $\Pi$ ) пористого піску ( $\Pi_{пор}$ ) для визначення їх вмісту в бетонній суміші при певних значеннях витрат цементу, початкового вмісту води, об'ємної



концентрації крупного заповнювача необхідно розв'язати систему рівнянь:

$$П / \rho_n + П_{нор} / \rho_{нор.n} + B_0 = 1000(1 - \varphi) + Ц / \rho_c; \quad (4.57)$$

$$П + П_{нор} = \rho_{\sigma} - 1,15Ц - 1000\varphi\rho'_k \quad (4.58)$$

Загальну витрату цементу знаходять за наступним виразом:

$$Ц' = Ц \cdot K_{Ц} \cdot K_{OK(Ж)}, \quad (4.59)$$

де  $Ц$  – початкова витрата цементу, визначена з формули (4.44).

Поправку вводять на активність цементу, при використанні цементу з активністю, відмінною від  $R_c=40$  МПа (для  $R_c=40$  МПа  $K_c=1$ ). Для  $R_c=50$   $K_c=0,89$ ;  $R_c=30$  –  $K_c=1,17$ ;

$K_{OK(ж)}$  – поправка на легкоукладальність суміші:

- для пластичних сумішей:

$$K_{OK} = (0,0164 \cdot OK) + 1,054; \quad (4.60)$$

- для жорстких сумішей:

$$K_{Ж} = 1,038 - 0,094 \cdot Ж. \quad (4.61)$$

**Крупнопористі бетони.** Крупнопористі бетони відносяться до легких бетонів, головною особливістю яких є підвищений об'єм міжзернових порожот, що досягається відсутністю в їх складі дрібного заповнювача і обмеженим вмістом цементного тіста.

Орієнтовну витрату цементу при підборі складу крупнопористого бетону призначають залежно від його міцності, марки цементу та виду заповнювача (табл.4.25, 4.26).

Витрату крупного заповнювача  $K_p$  приймають залежно від його пористості  $\Pi_{кр}$ :

при  $\Pi_{кр} < 40\%$   $K_p = 1,05 \text{ м}^3/\text{м}^3$ ,  $\Pi_{кр} = 40\%$   $K_p = 1,1 \text{ м}^3/\text{м}^3$ ,



$$\Pi_{кр}=50\% K_p=1,15 \text{ м}^3/\text{м}^3, \Pi_{кр}=60\% K_p=1,25 \text{ м}^3/\text{м}^3.$$

Витрата води, л/м<sup>3</sup>:

$$B = (НГ \cdot Ц + K_p \cdot W_{кр}) / 100, \quad (4.62)$$

де НГ – нормальна густина цементного тіста, %;

$W_{кр}$  – водопоглинання за масою крупного заповнювача за 30 хв, %.

Таблиця 4.25

Орієнтовні витрати портландцементу для крупнопористого бетону на щільних заповнювачах

Міцність бетону на стиск в 28 діб, МПа	Витрата портландцементу, кг/м <sup>3</sup> , марки					
	300		400		500	
	на гравії	на щебені	на гравії	на щебені	на гравії	на щебені
1,5	50	60	40	50	-	-
2,5	85	100	65	75	50	60
3,5	120	140	90	105	70	85
5,0	170	200	125	145	100	115
7,5	-	-	190	220	150	175
10	-	-	-	-	200	230

Таблиця 4.26

Орієнтовні витрати портландцементу для крупнопористого керамзитобетону

Міцність бетону на стиск, в 28 діб, МПа	Витрата портландцементу, кг/м <sup>3</sup> , при міцності керамзиту, МПа					
	0.5	1	2	3	4	5
0,5	150	75	40	-	-	-
1,0	300	150	75	50	-	-
1,5	-	225	115	75	60	-
2,5	-	-	190	125	95	75
3,5	-	-	270	175	135	105
5,0	-	-	-	250	190	150



Густина сухого бетону:

$$\rho_{\text{б}} = 1,15Ц + Кр. \quad (4.63)$$

**Ніздрюваті бетони.** Розрахунок складу ніздрюватого бетону базується на двох рівняннях, що характеризують матеріальний баланс:

$$\frac{Ц}{\rho_{\text{ц}}} + \frac{H_{\text{к}}}{\rho_{\text{н}}} + \frac{В}{\rho_{\text{в}}} + V_{\text{пор}} = 1000; \quad (4.64)$$

$$\rho_{\text{б}} = 1,15Ц + H_{\text{к}}, \quad (4.65)$$

де  $Ц$ ,  $H_{\text{к}}$ ,  $В$  – відповідно витрати цементу, кремнеземистого наповнювача і води;

$\rho_{\text{ц}}$ ,  $\rho_{\text{н}}$ ,  $\rho_{\text{в}}$  – густина відповідних компонентів;  $\rho_{\text{б}}$  – густина бетону;

$V_{\text{пор}}$  – об'єм пор за рахунок введення в суміш пороутворювача.

Орієнтовні значення співвідношень ( $С$ ) маси кремнеземистого наповнювача до маси в'язучого приведені в табл. 4.27.

Таблиця 4.27

Співвідношення між кремнеземистим компонентом і в'язучим

В'язуче	Значення С	
	для автоклавного бетону	для безавтоклавного бетону на золі-виносу
Цементне і цементно-вапняне	0,75; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2,0	0,75; 1; 1,25
Вапняне	3; 3,5; 4; 4,5; 5,5	-
Вапняно-білітове	1; 1,25; 1,5; 2,0	-
Вапняно-шлакове	0,6; 0,8; 1,0	0,6; 0,8; 1,0
Високоосновне зольне	0,75; 1; 1,25	-
Шлако-лужне	0,1; 0,15; 0,2	-





Відношення  $C_{вцв}$  для вапняно-цементного в'язучого знаходять за формулою:

$$C_{вцв} = C_u n + C_v (1 - n), \quad (4.66)$$

де  $C_u$  і  $C_v$  – відношення маси кремнеземистого наповнювача відповідно до маси цементу і вапна (в розрахунку на 100% CaO+MgO);

$n$  – частка цементу в змішаному в'язучому за масою ( $n=0,35\dots0,7$ ).

З рівняння (4.65) отримаємо:

$$1,15Ц + C_u Ц = \rho_b. \quad (4.67)$$

$$Ц = \frac{\rho_b}{1,15 + C_u}. \quad (4.68)$$

Тверда фаза в ніздрюватобетонній суміші представлена сумішшю цементу або композиційного в'язучого і кремнеземистого наповнювача.

Вираз для розрахунку витрати води можна представити рівнянням:

$$B = \frac{B}{T} (Ц + H_k), \quad (4.69)$$

де  $B/T$  – водотверде відношення, яке орієнтовно приймається за табл. 4.28 і більш точно визначається експериментально за умови досягнення необхідної текучості бетонної суміші (табл.4.29).

Таблиця 4.28

Орієнтовні значення  $B/T$

Середня густина ніздрюватого бетону, кг/м <sup>3</sup>	$B/T$
300	0,45
500	0,4
700	0,35



Таблиця 4.29

Текучість ніздрюватобетонної суміші

Середня густина бетону, кг/м <sup>3</sup>	Діаметр розпливу суміші (за Суттардом), см		
	на цементному, вапняно-цементному, шлаколужному в'язучому	на вапняному, вапняно-шлаковому в'язучому	на високоосновному зольному в'язучому
Литтєва технологія			
300	38	30	-
400	34	25	25
500	30	23	23
600	26	21	21
700	22	19	20
800	18	17	18
Вібраційна технологія			
500	15	-	-
600	13	-	-
700	11	-	-
800	9	-	-

Рівняння (4.64) з врахуванням формули (4.69) можна привести приймаючи  $\rho_{\epsilon}=1$  кг/л до виду:

$$\zeta \left( \frac{1}{\rho_{\zeta}} + \frac{C}{\rho_{\text{н}}} + \frac{(1+C)B}{T} \right) + V_{\text{пор}} = 1000 \quad (4.70)$$

і знайти об'єм пор в л :

$$V_{\text{пор}} = 1000 - \zeta \left( \frac{1}{\rho_{\zeta}} + \frac{C}{\rho_{\text{н.к}}} + (1+C)B/T \right). \quad (4.71)$$

Необхідна кількість пороутворювача Д:

- для газобетону, кг/м<sup>3</sup>:



$$D = \frac{V_{nop}}{K_{в.г} \alpha}; \quad (4.72)$$

- для пінобетону, л/м<sup>3</sup>:

$$D = \frac{V_{nop}}{K_{в.п} \alpha}, \quad (4.73)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що враховує повноту використання газоутворювача – алюмінієвої пудри або водного розчину піноутворювача ( $\alpha \approx 0,85$ );

$K_{в.г}$  і  $K_{в.п}$  – коефіцієнти виходу пор при введенні відповідно газо- або піноутворювача, ( $K_{в.г} \approx 1390$  л/кг;  $K_{в.п} \approx 20$  л/кг).

## 4.5. Приклади розрахунків складів бетону

**4.1.** Необхідно розрахувати Ц/В для важкого бетону класу С16/20. Бетон виготовляють із застосуванням портландцементу марки М500 на гранітному щебені з вмістом відмулюваних часток (глини, пилу і мулу) 1% і кварцовому піску – 3%. За даними виробничого контролю середнє значення коефіцієнта варіації бетону  $V_c = 8\%$ .

1. Враховуємо середній рівень міцності бетону. При  $V_c = 8\%$  коефіцієнти  $k_t = 1,09$  (табл. 4.5):

$$f_{cm} = k_t C = 1,09 \cdot 20 = 21,8 \text{ МПа};$$

2. Враховуючи, що  $f_{cm} < 1,2R_{ц}$  ( $R_{ц}$  – марка цементу) прийемо для розрахунку Ц/В формулу (4.15);

3. Значення коефіцієнта  $A$  прийемо за табл. 3.20,  $A = 0,58$ ;

4. Розрахункове значення Ц/В:

$$\frac{Ц}{В} = \frac{21,8 + 0,5 \cdot 0,58 \cdot 50}{0,58 \cdot 50} = 1,25$$

**4.2.** Для отримання бетону класу С20/25 на портландцементі марки М500 і заповнювачах низької якості, що має тверднути за нормальних умов введено 150 кг/м<sup>3</sup> золи-



виносу. Визначити необхідне значення приведенного Ц/В –  $(Ц/В)_{пр}$  і розрахувати можливе зменшення Ц/В внаслідок введення золи-виносу. Витрата води  $180 \text{ л/м}^3$ .

1. Необхідний середній рівень міцності бетону:

$$f_{cm} = \frac{25}{0,778} = 32 \text{ МПа};$$

2. Приймаємо згідно формули (3.24)  $A=0,55$

Знайдемо значення  $(Ц/В)_{пр}$  за формулою (3.38):

$$\left( \frac{Ц}{В} \right)_{пр} = \frac{32 + 0,5 \cdot 0,55 \cdot 50}{0,55 \cdot 50} = \frac{45,75}{27,5} = 1,66;$$

3. Величина фактичного Ц/В при введенні добавки золи-виносу за формулою (4.19) ( $D=150 \text{ кг/м}^3$ ,  $K_{ц,е}=0,16$ , (табл. 4.30):

Таблиця 4.30  
Значення коефіцієнта “цементуючої ефективності”  
золи Бурштинської ТЕС

Клас бетону за міцністю	Коефіцієнт $K_{ц,е}$ для бетону		
	пропареного	нормального твердіння при марці цементу	
		500	400
C8/10	0,5	0,38	0,31
C12/15	0,40	0,28	0,20
C16/20	0,37	0,25	0,18
C20/25	0,25	0,16	0,10
C25/30	0,20	0,13	0,08

$$\frac{Ц}{В} = 1,66 - \frac{0,16 \cdot 150}{180} = 1,53;$$

4. Розрахункове зменшення Ц/В при введенні золи-виносу:

$$\Delta Ц/В = 1,66 - 1,53 = 0,13.$$



**4.3.** Визначити склад важкого бетону з середнім рівнем міцності в 28 діб  $f_{cm}=60$  МПа, що твердне в умовах, які наближаються до нормальних. Рухомість бетонної суміші відповідає  $OK=2...4$  см, у суміш вводиться добавка-суперпластифікатор С-3 в оптимальній кількості 0,8% від маси цементу.

Вихідні матеріали: портландцемент із  $НГ=27\%$ , активністю  $R_c=45$  МПа. Щебень гранітний з максимальною крупністю зерен 40 мм, густиною  $\rho_{щ}=2,7$  г/см<sup>3</sup>, насипною густиною  $\rho_{н.щ}=1630$  кг/м<sup>3</sup>, пісок середньозернистий із модулем крупності  $M_k=2,2$  і густиною  $\rho_n=2,6$  г/см<sup>3</sup>.

1. Знайдемо значення водоцементного відношення за формулою (4.18); враховуючи, що  $f_{cm}>1,2R_c$ . Коефіцієнт  $A_f=0,43$  (3.25):

$$\frac{B}{Ц} = \frac{0,43 \cdot 45}{60 - 0,5 \cdot 0,43 \cdot 45} = 0,37.$$

2. Витрата води за табл. 4.8  $B_0=175$  л/м<sup>3</sup>.

Приймаємо, що водоредукуючий ефект при введенні добавки С-3 складає 20%, тоді витрата води в бетонній суміші з добавкою:

$$B = 0,8 \cdot 175 = 140 \text{ л/м}^3.$$

3. Розрахуємо витрати окремих компонентів за формулами (4.21, 4.31, 4.32). Пустотність щебню:  $1 - 1,63/2,7=0,4$ . Коефіцієнт  $\alpha=1,38$  (табл. 4.12):

$$Ц = 140 : 0,37 = 378 \text{ кг/м}^3;$$

$$С-3 = \frac{0,8 \cdot 378}{100} = 3,02 \text{ кг/м}^3;$$

$$Щ = \frac{1000}{0,4 \cdot \frac{1,38}{1,63} + \frac{1}{2,7}} = 1408 \text{ кг/м}^3;$$

$$П = \left[ 1000 - \left( \frac{378}{3,1} + \frac{140}{1} + \frac{1408}{2,7} \right) \right] \cdot 2,6 = 564 \text{ кг/м}^3.$$



**4.4.** Розрахувати склад конструкційно-теплоізоляційного керамзитобетону поризованої структури з необхідною міцністю 3,5 МПа, густиною в сухому стані  $900 \text{ кг/м}^3$  із показником легкоукладальності бетонної суміші  $OK=1 \dots 2 \text{ см}$ .

*Матеріали:* портландцемент М400, керамзитовий гравій фракції 5...20 мм з насипною густиною  $500 \text{ кг/м}^3$ , густиною зерен в цементному тісті  $0,9 \text{ кг/л}$ ; подрібнений керамзитовий пісок з насипною густиною  $640 \text{ кг/м}^3$  і густиною зерен в цементному тісті  $1,4 \text{ кг/л}$ .

1. За даними табл. 4.31 визначаємо, що на даних матеріалах можна отримати керамзитобетон із заданою середньою густиною.

2. Орієнтовну витрату керамзитового гравію приймаємо (табл. 4.13)  $1 \text{ м}^3$  на  $1 \text{ м}^3$  бетону ( $500 \text{ кг/м}^3$ ).

3. Приблизна витрата цементу М400 складає (табл. 4.14)  $210 \text{ кг/м}^3$ . Однак для армованих конструкцій з умови корозійної стійкості арматури витрату цементу приймаємо  $220 \text{ кг/м}^3$ .

4. Витрату піску знайдемо за формулою (4.19):

$$П = 900 - (500 + 1,15 \cdot 220) = 147 \text{ кг};$$

$$V_n = 147/640 = 230 \text{ л}.$$

5. Витрата води з урахуванням рекомендацій табл. 4.21 і поправки на застосування подрібненого керамзитового піску складе:

$$В = 190 + 10 = 200 \text{ л}$$

6. Розраховуємо необхідну ступінь поризації (аерації) бетонної суміші:

$$V_{пор} = \frac{1000 - \left( \frac{220}{3,1} + \frac{147}{1,4} + \frac{500}{0,9} + 200 \right)}{10} = \frac{1000 - 932}{10} = 6,8\%.$$



Таблиця 4.31

Максимальні марки гравійних пористих заповнювачів за насипною густиною для конструкційно-теплоізоляційних бетонів

Характеристична міцність бетону на списк*, МПа	Марка бетону за середньою густиною	Максимальна марка гравійного крупного заповнювача за насипною густиною залежно від виду піску				
		подрібнений із гравію або зола ТЕС	природний пористий або гранульований шлак	случений перлтовий марок 200, 250 за насипною густиною	без піску (поризований)	щільний
3,5	D700	-	-	400	350	-
	D800	350	-	500	450	-
	D900	500	350	550	550	300
	D1000	600	500	600	600	500
	D1100	-	600	-	-	600
5	D800	300	-	400	350	-
	D900	450	300	500	500	-
	D1000	550	500	600	600	450
	D1100	600	600	-	-	550
	D1200	-	-	-	-	600
7,5	D800	-	-	350	-	-
	D900	400	-	450	400	-
	D1000	500	350	550	500	-
	D1100	550	500	600	600	450
	D1200	600	600	-	-	550
	D1300	-	-	-	-	600

\*Характеристична (нормативна) міцність бетону має забезпеченість 95% для даного класу.



**4.5.** Запроектувати склад конструкційного керамзитобетону міцністю 25 МПа і густиною 1800 кг/м<sup>3</sup> на керамзитовому ґравії з насипною густиною  $\rho_k^H = 700 \text{ кг/м}^3$  і кварцовому піску. Рухомість суміші ОК=5 см. Активність цементу  $R_c = 50$  МПа. Міжзернова пористість керамзиту  $P_k^{M3} = 0,44$ . Кількість втягнутого повітря в бетоні  $V_{nv} = 2\%$ . Дійсна густина керамзиту:  $\rho = 2700 \text{ кг/м}^3$ . Об'ємне водопоглинання керамзиту  $W_k^o = 20\%$ .

1. Визначаємо необхідне “приведене Ц/В” для забезпечення заданої міцності бетону з формули (4.43):

$$(C/B)_{np} = \frac{25}{0,55 \cdot 50} = 0,9.$$

2. Визначаємо витрату води (ф-ла 4.55).

При ОК=5 см і  $\rho_H = 700 \text{ кг/м}^3$ :  $B_{ок} = 2,33 \cdot 5 - 0,04 \cdot 700 + 230 = 214 \text{ л}$ .

3. Знаходимо значення коефіцієнта розсунення  $K_p$ . Для прийнятих значень густин бетону і заповнювача  $K_p = 1,45$  (табл.4.24).

4. Розраховуємо об'ємну концентрацію й об'ємний вміст керамзиту в бетоні використовуючи формули (4.47, 4.48).

При міжзерновій пористості керамзиту  $P_k^{M3} = 0,44$ :

$$\varphi = 1 - 0,44 \cdot 1,45 = 0,362.$$

Тоді об'ємний вміст керамзиту:

$$V_s = 1000 \cdot 0,362 = 362 \text{ л}$$

5. Знаходимо витрату керамзиту (ф-ла 4.48):

$$K = 1,89 \cdot 0,362 \cdot 700 = 479 \text{ кг}.$$





6. Знаходимо пористість керамзиту (ф-ла 4.45):

$$P_3 = 1 - \frac{1,8 \cdot 700}{2700} = 0,53.$$

7. Визначаємо початкову витрату цементу з рівняння “приведеного Ц/В” (4.44):

$$Ц = 0,91 \cdot (214 + (0,53 - 0,2) \cdot 362 + 20) = 322 \text{ кг.}$$

8. Розраховуємо поправки на:

- активність цементу, для  $R_{ц}=50$  МПа;  $K_{ц}=0,89$ ;
- для пластичних сумішей (ф-ла 4.60):

$$\Delta Ц = 0,0164 \cdot 5 + 1,054 = 1,136.$$

9. Загальну витрату цементу визначаємо за формулою (4.59):

$$Ц' = 322 \cdot 0,89 \cdot 1,136 = 326 \text{ кг.}$$

10. З формули (4.38) знаходимо витрати піску:

$$П = 1700 - 1,15 \cdot 326 - 479 = 846 \text{ кг.}$$

Розрахунковий склад конструктивного керамзитобетону:

$$Ц = 322 \text{ кг/м}^3; B = 214 \text{ кг/м}^3; K = 479 \text{ кг/м}^3; П = 846 \text{ кг/м}^3.$$

**4.6.** Розрахувати склад ніздрюватого бетону неавтоклавного тверднення з середньою густиною  $500 \text{ кг/м}^3$  і введенням в якість кремнеземистого наповнювача меленого піску з  $\rho_n = 2,65 \text{ кг/л}$ . Визначити витрату газоутворювача.

1. Приймаємо співвідношення між кремнеземистим компонентом і в'язучим (табл. 4.27)  $C=1$ . За формулою (4.68) витрата цементу:



$$\rho = 500 / (1,15 + 1) = 232,5 \text{ кг/м}^3.$$

2. Витрата кремнеземистого наповнювача:

$$H_k = C\rho = 1 \cdot 232,5 = 232,5 \text{ кг/л.}$$

3. Водотверде відношення  $B/T=0,4$  (табл. 4.28).

4. Витрата води за формулою (4.69):

$$B = 0,4 \cdot 232,5(1+1) = 186 \text{ л/л}^3.$$

5. Потрібний об'єм пор знайдемо виходячи з рівняння (4.71):

$$V_{пор} = 1000 - 232,5 \left( \frac{1}{3,1} + \frac{1}{2,65} + 0,4(1+1) \right) = 347,5 \text{ л/м}^3.$$

6. Необхідна кількість пороутворювача для газобетону (4.72),  $\text{кг/м}^3$ :

$$D = \frac{347,5}{1390 \cdot 0,85} = 0,294.$$

Розрахунковий склад газобетону.  $\text{кг/м}^3$ :  $\rho=232,5$ ;  
 $H_k=235,5$ ;  $B=186$ ;  $D=0,294$ .



## 5. ВИСОКОМІЦНІ БЕТОНИ

### 5.1. Шляхи отримання високоміцних бетонів

Умовна межа між бетонами рядової і високої міцності змінюється в міру розвитку технології бетону. У 50-х роках минулого сторіччя до високоміцних відносили бетони класів С25...С40 (М300...М500), у 60-х вище С50...С60. В даний час до високоміцних бетонів (High Strength Concrete) відносять бетони з міцністю при стиску в 28-добовому віці 70...150 МПа. Євростандарт EN206 передбачає можливість виготовлення і застосування бетонів включаючи клас С115. Завдяки, в першу чергу, застосуванню ефективних модифікаторів (суперпластифікаторів і мікрокремнеземистих добавок), освоєна промислова технологія виробництва високоміцних бетонів. Такі бетони все ширше застосовують для несучих конструкцій монолітних каркасів висотних будинків, мостів, морських платформ, віброгідропресованих труб. В лабораторних умовах отримані бетони міцністю до 200 МПа і вище.

Досягнення високої міцності важкого бетону можливе шляхом підвищення щільності і міцності цементного каменю (когезійний фактор) і міцності контактної зони (адгезійний фактор).

Розвиток бетонознавства дозволив визначити основні шляхи отримання високоміцних швидкотверднучих бетонів. Їх можна розташувати в наступному порядку:

1. Застосування високоміцних (ВМЦ), швидкотверднучих (ШТЦ) в'язучих та високоякісних заповнювачів;
2. Зниження  $V/C$  перш за все за рахунок введення в бетон суміш ефективних пластифікуючих добавок;
3. Регулювання процесів гідратації і структуроутворення бетону за рахунок комплексу ефективних технологічних рішень.

**Високоміцні цементи та заповнювачі.** Розроблено чотири основних напрямки отримання ВМЦ і ШТЦ:

- послідовна оптимізація всіх переділів виробництва цементу при суворій регламентації технологічних параметрів;



- зміна складу клінкерних мінералів, їх легування шляхом введення в сировинну суміш спеціальних добавок;
- введення в цемент спеціальних кристалізаційних добавок (затравок);
- синтез змішаних цементів, кожен з компонентів яких зміцнює елементи цементного каменя.

Для отримання ВМЦ і ШТЦ велике значення має тонкий помел і висока гомогенність сировинної суміші, сильний і рівномірний випал клінкеру, правильний підбір виду і зольності палива, різке охолодження клінкеру. Велике значення для активності клінкеру має також його мікрокристалічна структура. Цемент покращеної якості отримують переважно при чіткій правильній кристалізації аліту, що характерно для так званої монодоластичної структури, яка утворюється при оптимальних умовах випалювання. Рання міцність портландцементу визначається вмістом зерен менше 10 мкм, а більш пізня – до 30 мкм. Для ВШТЦ і ВМЦ вміст фракцій цементу розміром менше 30 мкм повинен складати не менше 65...75%, залежно від марки портландцементу він може досягати 80%.

Рекомендований зерновий склад високоміцних і особливо швидкотверднучих цементів (ОШТЦ), згідно даних НДІ цементу, наведений в табл. 5.1.

Таблиця 5.1  
Зерновий склад особливо швидкотверднучих (ОШТЦ) і високоміцних (ВМЦ) цементів

Цемент марки	Питома поверхня, м <sup>2</sup> /кг	Вміст частинок, % (розмір частинок в мкм)			
		<5	5-30	30	>60
М600	близько 300	5-12	30-50	30-45	5
ОШТЦ	370-400	20-28	45-70	11-25	6
ВМЦ М700	320-400	15-25	45-70	20-35	10
ВМЦ М800	близько 600	15-30	55-75	3-25	1

Дослідження показали, що при підвищенні питомої поверхні цементу з 200 до 600 м<sup>2</sup>/кг при оптимальному вмісті гіпсу для кожного рівня дисперсності ступінь гідратації та



міцність в 1...3 добовому віці зростають, в 28-добовому віці міцність збільшується лише до певної границі, а потім знижується.

Забезпечення необхідного зернового складу ШТЦ і ВМЦ можливе при помелі в млинах, що працюють в замкнутому циклі. При цьому, однак, має місце суттєве (до 40...50%) зниження продуктивності мелючих агрегатів.

У ряді країн розроблені надшвидкотвердіючі цементи, що дають можливість вже через 2...6 год після замішування досягти міцність при стиску 5...20 МПа, а в 28 діб 70...80 МПа і більше. До таких цементів можна віднести фтормісткий надшвидкотвердіючий портландцемент. В якості сировинних матеріалів для нього використовуються вапняк, шлаки вторинної переплавки алюмінію, фторид кальцію і спеціальна добавка для утримання фтору в клінкері. Цемент, модифікований фтором, досягає через 6 год нормального тверднення міцності на стиск 5...8 МПа. Застосування фтормісткого цементу дає можливість забезпечити при виробництві залізобетонних виробів необхідну розпалубочну міцність вже через 1 год теплової обробки.

Перспективним способом отримання надшвидкотвердіючих цементів є введення у склад сировинних сумішей сульфатів кальцію в кількості близько 10%. Утворені при випалюванні сульфоалюмінати кальцію надають цементу здатність до швидкого тверднення, високу гідравлічну активність. Сировинним компонентом для виробництва клінкеру такого цементу можуть бути фосфогіпс та інші промислові відходи.

До перспективних видів в'язучих для високоміцних бетонів можна віднести *в'язучі низької водопотреби (ВНВ)* і *тонкомелені багатоконпонентні цементи (ТБЦ)*. Розвиток теоретичних уявлень про цементи з мінеральними добавками і добавками ПАР, розробка ефективних суперпластифікаторів цементних систем дали можливість запропонувати змішані в'язучі нового покоління, які характеризуються низькою водопотребою і високою міцністю при порівняно низькому



масовому співвідношенні клінкерної складової і мінеральних добавок.

В'яжучі низької водопотреби (ВНВ) отримують сумісним тонким помелом клінкеру або готового портландцементу і активних мінеральних добавок у присутності порошкоподібного суперпластифікатора. Відмінними особливостями ВНВ є висока дисперсність ( $S_{num}=400\dots500 \text{ м}^2/\text{кг}$ ), низька водопотреба (нормальна густина до 18%), висока активність (до 100 МПа і вище).

При тонкому помелі в'яжучого має місце механо-хімічна активація, внаслідок якої збільшується число активних центрів і нових вільних валентностей в одиниці об'єму клінкеру і зернах мінерального наповнювача, стає можливим утворення органічно-мінеральних комплексів між тонкодисперсними мінералами і молекулами суперпластифікатора. В результаті різко збільшується пластифікуючий ефект добавок, міцність в'яжучого зростає на 2...3 марки.

Тонкомелені багатокомпонентні цементи (ТБЦ) – гідралічні в'яжучі речовини, отримані сумісним тонким помелом портландцементного клінкеру чи портландцементу і мінеральних добавок. Сумарний масовий вміст добавок у цементах даного виду може складати 20...50% і більше. Оптимальна дисперсність ТБЦ складає в середньому  $450 \text{ м}^2/\text{кг}$  [5]. Подальше збільшення тонкості помелу з урахуванням різко зростаючих енергозатрат і незначного підвищення міцності в'яжучого є недоцільним.

Виробництво тонкомелених багатокомпонентних цементів може бути організоване як на цементних заводах, так і на підприємствах будіндустрії із застосуванням кульових, струменевих млинів або вібромлинів.

ТБЦ застосовують у бетонних сумішах і розчинах при введенні з водою замішування суперпластифікуючих добавок [21]. При цьому, враховуючи значну кількість мінеральних добавок, вміст суперпластифікаторів відповідно зростає у порівнянні з необхідним для чистоклінкерних портландцементів.



Поряд зі спеціальними високоміцними швидкотверднучими цементами для отримання високоміцного бетону, можуть використовуватися цементі загальнобудівельного призначення.

Міцність бетону може бути нижчою або вищою марки цементу. В останньому випадку слід мати на увазі, що при достатньо високих механічних характеристиках заповнювачів та їх адгезійних властивостях міцність бетону визначається міцністю цементного каменю, котра значно вище міцності цементно-піщаного розчину, що характеризує марку цементу.

Основними якісними показниками заповнювачів є їх механічні властивості, зерновий склад та наявність шкідливих домішок.

Для найбільш відповідальних видів бетонів, в тому числі високоміцних при виборі заповнювачів враховується їх густина, пористість та водопоглинання. Для таких бетонів застосовують щебінь або гравій з середньою густиною зерен не нижче  $2,5 \text{ г/см}^3$  і водопоглинанням не більше  $0,5\%$  для заповнювачів з вивержених і метаморфічних порід і  $1\%$  – осадових порід. Для менш відповідальних бетонів густина зерен крупного заповнювача може бути не нижче  $2,3 \text{ г/см}^3$ , а водопоглинання не більше  $0,8\%$  для заповнювача з вивержених і метаморфічних порід і  $2\%$  – осадових порід. Істинна густина порід, які використовуються для заповнювачів важких бетонів, що характеризує їх масу в одиниці об'єму в абсолютно щільному стані, змінюється у вузьких межах (табл. 5.2) і враховується при розрахунках їх пористості і складів бетонних сумішей.

Середня густина гірських порід залежить від їх пористості і змінюється в широких межах. Цей показник для гірських порід певного мінерального складу і структури може служити непрямую характеристикою їх міцності і довговічності. Пористість вивержених порід зазвичай не перевищує  $1,5\%$ , осадових особливо карбонатних порід досягає  $40\%$ . Для виробництва щебеню, який застосовується у важкому бетоні, використовують карбонатні породи, пористість яких знаходиться зазвичай в діапазоні  $5\text{...}15\%$ . Відкриту пористість гірських порід характеризує їх водопоглинання.



Водопоглинання вивержених порід, що не зазнали процесів вивітрювання, зазвичай не перевищує 0,7%, а у осадових воно досягає 10% і більше.

Таблиця 5.2

Базові властивості будівельних гірських порід

Породи	Істинна густина, г/см <sup>3</sup>	Границя міцності при стиску, МПа	Модуль пружності, 10 <sup>4</sup> МПа	Моро-зостійкість, цикли
Вивержені інтрузивні: граніти габро	2,53...2,7	100...260	5...8	100...300
	2,85...3,05	100...350	9...11	100...300
ефузивні: порфіри базальти	2,54...2,66	60...150	6...8	50...200
	2,22...3,07	110...500	8...8,3	50...200
метаморфічні: гнейси кварцити	2,0...2,5	10...200	6...7	25...200
	2,55...2,7	100...250	7...9	100...300
осадові: карбонатні пісковики	1,7...2,7	5...200	0,2...9	до 300
	2,0...2,5	10...250	1,4...5	15...300

При приготуванні бетонної суміші крупний заповнювач застосовують у вигляді фракцій: 5...10 (3...10); 10...20; 20...40; 40...80; 80...120 мм. Допускається також застосування крупних заповнювачів у вигляді суміші суміжних фракцій. Фракція 3...10 мм застосовується в разі використання як дрібний заповнювач пісків з модулем крупності не більше 2,5. При будівництві масивних гідротехнічних споруд допускається застосування щебеню і гравію розміром від 120 до 150 мм і понад 150 мм, що вводяться безпосередньо в блок при укладанні бетонної суміші. Вміст окремих фракцій у крупному заповнювачі в складі бетону встановлюється з умови досягнення його найбільшої щільності і знаходиться в межах, встановлених табл. 5.3. На якість заповнювачів істотно впливає вміст пилоподібних, глинистих і мулистих домішок, які визначаються зазвичай способом





відмулювання. До пилоподібних відносять частинки розміром понад 0,005 до 0,05 мм, глинистих і мулистих – до 0,005 мм. Обмеження вмісту відмулюючих домішок в заповнювачах обумовлено негативним впливом утворених ними плівок на зчеплення цементного каменю з заповнювачами, і, як наслідок, на міцність, морозостійкість та інші властивості бетону, водопотребу бетонних сумішей.

Таблиця 5.3

Рекомендований склад суміші фракцій крупного заповнювача

Найбільша крупність заповню- вача, мм	Вміст фракцій у крупному заповнювачі, %				
	від 5 (3) до 10мм	>10 до 20 мм	>20 до 40 мм	>40 до 80 мм	>80 до 120 мм
10	100	-	-	-	-
20	25...40	40...75	-	-	-
40	15...25	20...35	40...65	-	-
80	10...20	15...25	20...35	35...55	-
120	5...10	10...20	15...25	20...30	30...40

Для звичайного важкого бетону при встановленні допустимої кількості пилоподібних і глинистих домішок у крупному заповнювачі враховується вид гірської породи: для вивержених і метаморфічних порід в бетонах всіх класів – не більше 1%, осадових порід для бетонів класів C22,5 і вище – 2%, C20 і нижче – 3% за масою.

Морозостійкість крупних заповнювачів для всіх видів важких бетонів не може бути нижче нормованої марки бетону за морозостійкістю. Необхідна морозостійкість щебеню та гравію нормується з урахуванням середньомісячної температури найбільш холодного місяця в році. Якщо остання коливається від 0 до  $-10^{\circ}\text{C}$  марка по морозостійкості щебеню і гравію повинна бути не нижче F100, від  $-10$  до  $-20^{\circ}\text{C}$  – F200, нижче  $-20^{\circ}\text{C}$  – F300.

Для піску, що виконує роль дрібного заповнювача бетону, визначальними якісними ознаками є зерновий склад, вміст пилуватих і глинистих (відмулюючих) частинок і петрографічна характеристика. У разі невідповідності зернового складу



природного піску рекомендованим вимогам застосовують коригувальні добавки. Для дрібних і дуже дрібних пісків це може бути укрупнююча добавка - крупний пісок в т.ч. пісок з відсівів дроблення природного каменю. Для крупних пісків при необхідності коригування зернового складу застосовують, навпаки, піски з меншим модулем крупності.

До шкідливих домішок в заповнювачах бетону, що викликають його корозію і погіршення якості поверхні, відносяться: аморфні різновиди діоксиду кремнію, (халцедон, опал, кремій та ін.); сірка, сульфід, сульфат; магнетит, гідроксиди заліза. Міцність і довговічність бетону зменшують такі домішки в заповнювачах як вугілля, графіт, горючі сланці, апатит, нефелін, фосфорит. Деякі домішки, які містять водорозчинні хлориди, сірку, сульфід і сульфат, можуть викликати корозію арматури в бетоні.

**Шляхи зниження В/Ц.** Як відомо, основною закономірністю що визначає міцність бетону є закон (правило) водоцементного відношення.

Вплив  $V/C$  на міцність бетону відображається у відомих розрахункових залежностях, які були розраховані різними авторами. З них найбільшого поширення набули відомі формули, запропоновані Б.Г. Скрамтаєвим, Ю.М. Баженовим. Відомі також формули, що запропоновані І.М. Ахвердовим, В.Н. Шмигальським, В.П. Сизовим та іншими авторами.

В технології бетону найбільше поширення одержали пластифікатори, що покращують рухомість бетонної суміші без збільшення водовмісту. Збереження витрати води без погіршення легкоукладальності бетонних сумішей дозволяє поліпшити ряд властивостей бетонів – міцність, стійкість, непроникність і ін. За ефективністю пластифікуючої дії, тобто збільшення рухомості бетонної суміші без зниження міцності бетону, пластифікатори поділяють на 4 категорії (табл. 5.4).

Радикальним способом зменшення  $V/C$  без істотного погіршення легкоукладальності бетонної суміші є введення добавок суперпластифікаторів (СП). На відміну від звичайних пластифікаторів, що знижують витрату води до 10...15%, СП



дозволяють скорочувати витрати води на 20...30% і більш і відповідно збільшувати міцність бетонів.

Таблиця 5.4

Класифікація пластифікаторів бетонних сумішей

Категорія	Найменування	Збільшення ОК з 2...4 см	Зменшення кількості води, %
I	Суперпластифікатори	До 20 і більше см	не менше 20
II	Пластифікатори	14...19 см	не менше 10
III	Пластифікатори	9...13 см	не менше 5
IV	Пластифікатори	8 см і менше	менше 5

Суперпластифікатори (СП) почали застосовувати у виробництві бетону на початку 1970-х років. Завдяки їм виявилось можливим істотно покращити властивості бетону без збільшення витрати цементу, одержувати бетони з литих сумішей з ОК > 20 см (*литі бетони*) при помірному водовмісті, високоміцні бетони на звичайних портландцементях і заповнювачах з низькою проникністю, високою корозійною стійкістю і т.д.

Введення СП є в даний час обов'язковою умовою виробництва високоміцних, високотехнологічних бетонів НРС (High Performance Concrete).

Прийнята в даний час класифікація суперпластифікаторів (табл. 5.5) розділяє їх за складом і механізмом дії.

Механізм дії СП обумовлений комплексом фізико-хімічних процесів у системі цементне тісто-добавка. Він визначається головним чином:

1. адсорбцією моно- або полімолекулярних ПАР на поверхні в основному гідратних новоутворень;
2. колоїдно-хімічними явищами на межі поділу фаз.

Широко поширений СП "Розріджувач С-3" належить до групи СП нафталінформальдегідного типу (НФ). Його виготовляють як у виді 20...40%-них розчинів, так і порошку. При дозуванні добавки 0,5...1% маси цементу він дозволяє збільшити рухливість бетонної суміші від 2...4 см до 20...22 см.



В умовах рівної рухливості сумішей бетони із СП С-3 в результаті зменшення  $V/C$  мають міцність у віці 28 діб на 30...50% вище, ніж бетони без добавки. При цьому істотно зростають щільність і водонепроникність, покращується ряд інших властивостей бетону.

Таблиця 5.5

Класифікація суперпластифікаторів

Позначення	Склад СП	Механізм дії	Відносна вартість полімеру, %
НФ	На основі сульфованих нафталиноформальдегідних поліконденсатів	Електростатичний	40
МФ	На основі сульфованих меламіноформальдегідних поліконденсатів	Електростатичний	80
ЛСТ	На основі очищених від цукрів лігносульфонатів	Електростатичний	20
П	На основі полікарбоксилатів і поліакрилатів	Стеричний	100

Добавки СП нового покоління типу П на основі полікарбоксилатів забезпечують збільшення осадки конуса бетонної суміші від 3 см до 21...24 см при дозуванні всього 0,17...0,22 % від маси цементу. Якщо бетонні суміші з добавками традиційних СП швидко втрачають рухливість, то суміші з добавками полікарбоксилатів знаходяться в пластичному стані 1,5...2 год. Висока здатність до зберігання рухливості бетонних сумішей із СП типу П робить їх особливо привабливими для монолітного будівництва і при тривалому транспортуванні. Як і інші СП, вони з успіхом застосовуються і при тепловологісній обробці бетону в індустрії збірного залізобетону.

Поряд із ефективними пластифікаторами нового покоління представляють інтерес і комплексні добавки, які поряд із суперпластифікаторами містять значно більш дешеві



добавки з меншим пластифікуючим ефектом (наприклад технічні лігносульфонати (ЛСТ)).

Також ефективним способом зниження  $V/C$  і отримання високоміцних бетонів є зниження водовмісту і перехід до жорстких та наджорстких бетонних сумішей. При цьому застосування силових методів ущільнення, таких як пресування чи вібропресування дозволяє отримувати бетони підвищеної щільності та міцності.

**Регулювання процесів гідратації та структуроутворення** може досягатись комплексом заходів, що включають регулювання тонкості помелу цементу, введення добавок-прискорювачів, а також високодисперсних мінеральних добавок, що прискорюють структуроутворення та вплив температури твердіння бетону.

Найбільш універсальним і ефективним способом модифікування структури і регулювання властивостей бетону є введення в бетонну суміш додаткових компонентів – добавок. В даний час в економічно розвинених країнах майже весь бетон, який випускається, виготовляється із застосуванням різноманітних добавок. Номенклатура відомих добавок надзвичайно різноманітна. Добавки, як правило, виконують поліфункціональний вплив на бетонні суміші і затверділий бетон.

Запропоновані різні класифікації добавок за основним ефектом їхньої дії. Поширена класифікація пропонує виділяти 4 класи добавок-модифікаторів: 1-ий – регулятори реологічних властивостей бетонних сумішей, їхньої здатності до збереження у часі; 2-ий – регулятори тужавлення і твердіння бетонних сумішей, кінетики їхнього тепловиділення; 3-ій – регулятори пористості бетону, що забезпечують його корозійну стійкість, морозостійкість, водонепроникність; 4-ий – що додають бетону спеціальні властивості, (гідрофобні, електропровідні, біоцидні і т.д.).

Інша класифікація добавок за основним технологічним ефектом запропонована в США Асоціацією стандартизації й випробувань матеріалів (ASTM) (табл. 5.6).



Класифікація хімічних добавок ASTM

Тип	Технологічний ефект	Номер стандартів
A	Водозниження	C494
B	Уповільнення твердіння	C494
C	Прискорення твердіння	C494
D	Водозниження / уповільнення твердіння	C494
E	Водозниження / прискорення твердіння	C494
F	Значне водозниження / уповільнення твердіння	C494
	Пластифікування для литого бетону	C1017
	Пластифікування / уповільнення твердіння литого бетону	C1017
	Повітровтягування	C260
	Добавки для торкрет-бетону	C1141

При виборі добавок враховують багато чинників, їх вплив на збереження бетонних сумішей у часі, твердіння бетону, корозію арматури, схильність до появи висолів та ін.

В європейських нормах (EN934-2) хімічні добавки пропонується розділяти як в залежності від технологічного ефекту, так і призначення.

Прагнення до універсалізації дії добавок і підсилення їхнього технічного ефекту зумовили широке поширення комплексних (композиційних) добавок. Комплексні добавки можна розділити на дві категорії. Перші представлені сумішами добавок, що належать до одного класу, а другі – до різних класів.

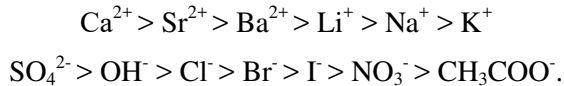
Всі комплексні поліфункціональні модифікатори (ПФМ) можна розділити на чотири групи: I – суміші електролітів; II – суміші ПАР; III – суміші електролітів і ПАР; IV – суміші хімічних і мінеральних добавок.

В групу прискорювачів твердіння входять, як правило, солі-електроліти. Прискорення твердіння портландцементу



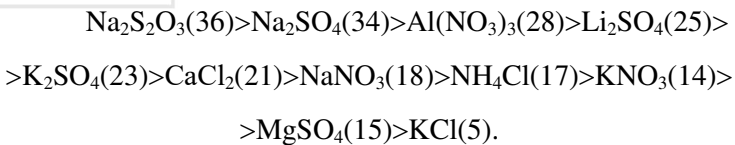
викликається в основному прискоренням гідратації алітової фази.

За даними В.С. Рамачандрана, за прискорюючим впливом на гідратацію  $C_3S$  катіони й аніони розташовуються в ряди:



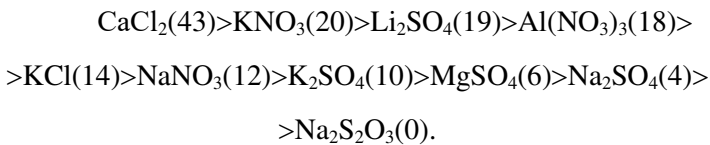
Хімічні добавки-прискорювачі вводять для підвищення ранньої міцності бетону, зменшення витрати цементу, скорочення часу теплової обробки виробів, зниження температури прогрівання і часу попереднього витримування. Ефективність введення прискорювачів твердіння тим вища, чим коротший цикл тепловологісної обробки, нижче марка цементу і клас бетону, температура ізотермічного прогріву.

За даними В.В. Чистякова, Ю.М. Дорошенко і І.Г. Гранковського за ефективністю впливу на міцність цементного каменю відразу після пропарювання добавки можна розташувати наступним рядом:



В дужках наведене збільшення міцності цементного каменю у відсотках в порівнянні з еталомом.

У віці 28 діб після пропарювання ефективність дії добавок подана так:





В основу класифікації активних мінеральних добавок, прийнятої в європейських країнах і США, покладені їхня активність і хіміко-мінералогічний склад (табл. 5.7).

Таблиця 5.7

Класифікація і характеристики мінеральних добавок

№	Класифікація		Хімічний і мінеральний склад	Характеристика
	Ознака	Матеріал		
1	В'яжучі властивості	Швидкоохолоджені металургійні шлаки	Силікатне скло, що містить CaO, MgO, Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . Кристалічні компоненти – в невеликій кількості	Гранули з 5...15% вологи. Після висушування подрібнюються до розміру <45 мкм. $S_{num}=350...500\text{ м}^2/\text{кг}$ (за Блейном)
2	В'яжучі і пуцоланові властивості	Висококальцева зола-виносу (CaO > 10%)	Аморфний кремнезем, що містить CaO, MgO, Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . Кристалічні компоненти можуть бути присутні в виді SiO <sub>2</sub> , C <sub>3</sub> A. Штучні гідравлічні добавки	10...15% часток розміром >45 мкм. Більша частина – сферичної форми. $S_{num}=400\text{ м}^2/\text{кг}$ (за Блейном)
3	Висока пуцоланова активність	Мікрокремнезем	Мікрокремнезем аморфної модифікації	Порошок з часток сферичної форми d=0,1 мкм. $S_{num}\approx 20\text{ м}^2/\text{кг}$ (по БЕТ)
		Зола рисової лузги	Те саме	Частки <45 мкм з розвинутою комірчастою структурою. $S_{num}\approx 60\text{ м}^2/\text{кг}$ (по БЕТ)





продовження табл. 5.7

4	Нормальна пуцоланова активність	Низькокальцієва зола-виносу (СаО<10%)	Силікатне скло, що містить $Al_2O_3$ , $Fe_2O_3$ , луги. Кристалічна речовина із $SiO_2$ , муліту, гематиту, магнетиту	Порошок із сферичних часток > 45 мкм. Більшість часток > 20 мкм. $S_{num} \approx 250 \dots 350 \text{ м}^2/\text{кг}$ (за Блейном)
		Природні матеріали, опока	Крім алюмосилікатного скла, містить кварц, польовий шпат, слюду	Більшість часток розмелена до розміру < 45 мкм. Структура – гострокутна
5	Слабка пуцоланова активність	Повільно охолоджені шлаки, золи гідровидалення, золошлаки	Кристалічні силікатні матеріали	Подрібнюються додатково для надання пуцоланових властивостей

До високоактивних мінеральних добавок у бетон, все ширше застосовуваним в останні десятиріччя, відносяться ультрадисперсні відходи виробництва феросплавів, т.зв. *мікрокремнезем* (МК). Мікрокремнезем являє собою конденсований аерозоль, що вловлюється фільтрами систем газоочистки плавильних металургійних печей. Він містить частки сферичної форми із середнім діаметром 0,1 мкм і питомою поверхнею 15000...25000 м<sup>2</sup>/г і вище. Його насипна густина – 150...250 кг/м<sup>3</sup>. За хімічним складом МК поданий в основному некристалічним кремнеземом, вміст котрого звичайно перевищує 85 і досягає 98%. Мікрокремнезем як добавка в бетони був уперше запропонований на початку 50-х, а



почав масово використовуватися з початку 70-х років минулого сторіччя в Норвегії, а потім і інших країнах. Відповідно до норвезьких норм, кількість діоксиду кремнію в МК повинна бути не менше 85%, а дозування добавки в бетон - не вище 10% маси цементу. Унікальна питома поверхня (до 2000 м<sup>2</sup>/кг) у сполученні з аморфізованою структурою часток, наявністю таких домішок як карбід кремнію, що мають високу поверхневу енергію, обумовлюють високу структуруючу і реакційну здатність цього матеріалу в порівнянні з іншими активними мінеральними добавками. Вміст МК у бетонах рекомендується в кількості 20...50 кг/м<sup>3</sup>.

Мікрокремнезем через надзвичайно високої дисперсності й аморфної структури часток викликає істотне збільшення водопотреби бетонних сумішей, тому його застосовують у комбінації із суперпластифікаторами.

Поряд із МК в якості ефективних модифікаторів бетону за певних умов (висока дисперсність, комбінація із суперпластифікаторами й ін.) можуть служити й інші мінеральні матеріали – метакаолін, цеоліти й ін.

Одним із шляхів покращення структуроутворення є зменшення капілярної пористості і покращення властивостей бетону шляхом його просочення полімерними речовинами або мономерами з подальшою полімеризацією (отримання бетонополімерів).

При просоченні бетону змінюється його структура, у першу чергу радикально зменшується відкрита капілярна пористість, ущільнюється контактна зона цементного каменю з заповнювачами. У результаті зменшується водопоглинання й істотно зростає міцність, поліпшуються інші фізико-механічні властивості.

## 5.2. Високоміцні надшвидкотверднучі бетони

**Цементний камінь і бетон із високою ранньою міцністю.** Для зведення споруд в найкоротші терміни при застосуванні цементів загально-будівельного призначення,



актуальною є проблема забезпечення поряд з високою міцністю в марочному віці і достатньо високої ранньої міцності бетону (у віці до 1 доби). Для бетонів типу High Performance Concrete міцність у віці 2 доби коливається в межах 30...50 МПа.

Відповідно до теоретичних уявлень забезпечення ранньої міцності бетону можливе при зниженні  $V/C$  до гранично можливих значень з одночасним підвищенням ступеня гідратації цементу. Міцність бетону на кондиційних заповнювачах пропорційна міцності цементного каменю. При однаковій міцності цементного каменю міцність бетону тим більша, чим більший модуль пружності крупного заповнювача і краще його зчеплення з цементним каменем. У тих випадках, коли міцність заповнювачів не менша міцності цементного каменю при достатньому зчепленні їх з цементним каменем, вона не здійснює суттєвого впливу на міцність бетону.

Розрахункові значення міцності цементного каменю, обчислені за формулою Пауерса (1.5) при різних значеннях  $V/C$  і  $\alpha$ , наведені в табл. 5.8.

Таблиця 5.8  
Вплив  $V/C$  і  $\alpha$  на міцність цементного каменю

$V/C$	$\alpha$	Міцність цементного каменю за формулою (1.5)	$V/C$	$\alpha$	Міцність цементного каменю за формулою (1.5)
0,2	0,2	32,7	0,3	0,2	13,3
	0,3	73,8		0,3	32,7
	0,5	178,6		0,5	89,8
				0,7	160,1
0,25	0,2	20,1	0,35	0,2	9,3
	0,3	47,7		0,3	23,4
	0,5	124,0		0,5	67,3
				0,7	124,0



З них впливає, що при гранично низьких значеннях  $V/C$  великі можливості для збільшення міцності цементного каменю відкриваються вже при порівняно невеликому збільшенні ступеня гідратації цементу  $\alpha$ . Наприклад, перехід від  $\alpha=0,2$  до  $\alpha=0,3$  при  $V/C=0,2$  дозволяє довести міцність цементного каменю  $f_{ч,к}$  до 73,8 МПа, в той час як при  $V/C=0,3$  розрахункові значення  $f_{ч,к}$  при  $\alpha = 0,3$  складають лише 32,7 МПа, тобто більш ніж в 2 рази нижчі.

Про більш високий приріст міцності цементного каменю з низькими значеннями  $V/C$  при порівняно невеликому збільшенні ступеня гідратації свідчать відомі експериментальні дані. Наприклад, відповідно до даних Ф. Лохера при  $V/C=0,2$  зі збільшенням  $\alpha$  від 0,1 до 0,2 міцність цементного каменю при стиску зростає з 30 до 55 МПа, а вже при  $V/C=0,3$  – лише з 15 до 25 МПа. Цей висновок має принципове значення для розробки технології високоміцних швидкотверднучих бетонів.

Збільшення ступеня гідратації цементу в ранні терміни твердіння при певному хіміко-мінералогічному складі досягається комплексом відомих технологічних прийомів і, перш за все, збільшенням його питомої поверхні за рахунок збільшення під час помелу вмісту найбільш тонких частинок (менше 5...10 мкм), а також введенням добавок прискорювачів твердіння. З опублікованих експериментальних даних впливає, що збільшення тонкості помелу з 300 до 500 м<sup>2</sup>/кг, а також введення ряду добавок прискорювачів найбільш значно збільшує ступінь гідратації портландцементу в ранні терміни твердіння через 1...3 доби. Цей висновок пояснюється утворенням, приблизно через 24 год з моменту замішування, на зернах цементу щільних екрануючих оболонок з новоутворень, що гальмують подальший процес гідратації цементів. При цьому в цементному камені виникають, внаслідок кристалізаційного тиску, напруження, що сповільнюють ріст його міцності в наступні, за початковим періодом, терміни твердіння. При підвищенні тонкості помелу цементу і оптимальному вмісті гіпсу для кожного рівня дисперсності поряд зі ступенем гідратації безперервно зростає і міцність цементу в 1...3 добовому віці, а до 28-добового віку вона



збільшуються лише до певних меж при питомій поверхні (410...520 м<sup>2</sup>/кг). Вплив добавок-прискорювачів також являється найбільш суттєвим в перші терміни твердіння цементного каменя до певного оптимального дозування. Важливими умовами позитивного впливу підвищеної тонкості помелу цементу і добавок прискорювачів тверднення на міцність поряд з досягненням більш високого ступеня гідратації і, як наслідок більш низької капілярної і загальної пористості є зменшення розміру пор. Максимальний ступінь гідратації практично наближається до одиниці при твердінні у воді можлива при значенні  $B/C$  цементного тіста не меншому 0,42. При  $B/C < 0,42$  максимальне значення  $\alpha = 2,38B/C$ .

У табл. 5.9 за даними О.В. Волженського наведені значення границі міцності при стиску алітового портландцементу при його твердінні у воді при нормальній температурі, отримані випробуванням зразків-кубів з довжиною ребра 3,16 см, виготовлених з цементного тіста при  $B/C = 0,25$ , а також експериментальні значення  $\alpha$ .

Таблиця 5.9

Вплив тривалості твердіння цементного каменя нормального твердіння на міцність і ступінь гідратації

Показники	Терміни твердіння зразків, діб					
	1	3	7	28	90	180
Границя міцності цементного каменя при стиску, МПа ( $f_{ц,к}$ )	17,2	28,4	45,7	70,2	86,7	92,4
Експериментальні значення ступеня гідратації ( $\alpha_e$ )	0,2	0,31	0,35	0,43	0,51	0,60

У табл. 5.10 наведені експериментальні дані щодо впливу на міцність цементного каменя при низьких значеннях  $B/C$  зміни тонкості помелу та типу цементу. Ступінь гідратації визначали за кількістю води, що не піддається випаровуванню.



Таблиця 5.10

Вплив доделу цементу та його типу на ступінь гідратації і  
міцність цементного каменю

№ з/п	В/Ц	$S_{num}$ цементу, м <sup>2</sup> /кг	Ступінь гідратації ( $\alpha$ ) / міцність цементного каменю, МПа, через				
			години	добы			
			12	1	2	7	28
Портландцемент ПЦ І							
1	0,2	350	$\frac{0,19}{29,3}$	$\frac{0,28}{64,7}$	$\frac{0,33}{88,2}$	$\frac{0,36}{103,2}$	0,41 129,4
2	0,2	450	$\frac{0,31}{78,5}$	$\frac{0,39}{118,8}$	$\frac{0,41}{129,4}$	$\frac{0,45}{151}$	$\frac{0,47}{162}$
3	0,25	350	$\frac{0,22}{24,8}$	$\frac{0,3}{47,7}$	$\frac{0,35}{64,7}$	$\frac{0,4}{83,3}$	$\frac{0,46}{107,3}$
4	0,25	450	$\frac{0,35}{64,7}$	$\frac{0,41}{87,2}$	$\frac{0,46}{107,3}$	$\frac{0,51}{128,3}$	$\frac{0,55}{145,5}$
5	0,3	350	$\frac{0,23}{18,3}$	$\frac{0,34}{42,4}$	$\frac{0,41}{61,7}$	$\frac{0,49}{86,6}$	$\frac{0,58}{117}$
6	0,3	450	$\frac{0,37}{50,4}$	$\frac{0,45}{73,8}$	$\frac{0,55}{106,6}$	$\frac{0,61}{127,6}$	$\frac{0,65}{141,9}$
Портландцемент ПЦ ІІ/А							
1	0,2	350	$\frac{0,18}{29,0}$	$\frac{0,26}{63,2}$	$\frac{0,31}{86,8}$	$\frac{0,34}{101,1}$	$\frac{0,40}{127,5}$
2	0,2	450	$\frac{0,30}{78,2}$	$\frac{0,38}{117,3}$	$\frac{0,39}{128,8}$	$\frac{0,42}{151,5}$	$\frac{0,46}{160,8}$
3	0,25	350	$\frac{0,20}{21,6}$	$\frac{0,27}{44,1}$	$\frac{0,31}{60,9}$	$\frac{0,35}{78,4}$	$\frac{0,41}{100,1}$
4	0,25	450	$\frac{0,34}{62,4}$	$\frac{0,39}{86,6}$	$\frac{0,45}{104,9}$	$\frac{0,48}{126,1}$	$\frac{0,52}{145,9}$
5	0,3	350	$\frac{0,24}{16,1}$	$\frac{0,35}{40,7}$	$\frac{0,41}{57,6}$	$\frac{0,48}{83,5}$	$\frac{0,56}{112,3}$
6	0,3	450	$\frac{0,36}{48,0}$	$\frac{0,45}{71,5}$	$\frac{0,56}{105,9}$	$\frac{0,60}{125,1}$	$\frac{0,66}{138,1}$

Аналіз даних табл. 5.10 показує можливість досягнення при В/Ц=0,2...0,25 і питомої поверхні цементу ( $S_{num}=450$  м<sup>2</sup>/кг) досить високих значень міцності цементного каменю не тільки у



віці I доби, але й при тривалості нормального твердіння вже 12 год. При низьких  $B/C$  заміна портландцементу I типу на II практично не впливає на отримані значення ступеня гідратації та міцності цементного каменю.

Нижче наведені результати досліджень впливу суперпластифікаторів різних видів на ранню міцність бетону, отриманого на портландцементях I і II типів, проаналізована їх ефективність. В якості заповнювачів були використані кварцовий пісок з  $M_{кр}=1,8$  і гранітний щебінь фракції 5...20 мм.

У табл. 5.11 наведено порівняльну ефективність досліджених пластифікуючих добавок у разі застосування їх для зниження витрати води при збереженні рухомості суміші і підвищення ранньої міцності.

Таблиця 5.11

Порівняльна ефективність добавок пластифікаторів

Добавка	Витрата, % від маси цементу (на суху речовину)	Водоредукуюча здатність, %		Усереднене збільшення ранньої міцності, %	
		цементне тісто	бетонна суміш	цементний камінь	бетон
ЛСТ	0,2	7...10	8...12	8...14	10...15
Sika Plastiment BV-60	0,3	9...11	10...12	9...18	10...20
С-3	0,35	10...13	12...15	10...22	10...20
	0,5	15...16	16...18	16...31	15...30
	0,7	18...21	18...20	32...48	29...49
Mapei Dynamon SP3	0,2	28...31	30...35	40...58	42...60
	0,35	39...42	40...45	55...85	60...90
Mapei Dynamon SR3	1	20...25	22...28	40...55	38...52
	1,5	26...32	30...35	40...58	38...55
Melflux	0,5	30...32	30...35	42...63	40...60
	1	38...42	40...45	60...90	57...89

**Примітка.** Водоредукуючий ефект визначався за формулою:

$$ВРЕ = \frac{B - B_0}{B_0} \cdot 100\%.$$



Найбільшу водоредукуючу здатність мають добавки полікарбоксилатного типу (Mapei Dynamon SR3, Melflux 2651F BASF), які дозволяють забезпечити і максимальне підвищення ранньої міцності.

Як альтернативу підвищення питомої поверхні цементу можна розглядати введення добавок прискорювачів твердіння. У табл. 5.12 наведені результати впливу введення добавок-прискорювача нітрату кальцію на ступінь гідратації та міцність цементного каменю при зниженому  $B/C$ . Звертає увагу, що кінетика росту міцності цементного каменю на тонкомеленому алітовому цементі і цементі з добавкою прискорювача твердіння при  $B/C=0,2...0,3$  істотно відрізняється від традиційної і характеризується набором міцності на стиск через 12 год – до 50% і через 1добу – до 70% від 28 добової.

Таблиця 5.12  
Вплив водоцементного відношення і введення добавки-прискорювача твердіння на ступінь гідратації і міцність цементного каменю

№ з/п	$B/C$	Ступінь гідратації ( $\alpha$ ) / міцність цементного каменю, МПа, через				
		години	добы			
		12	1	2	7	28
без прискорювача						
1	0,25	$\frac{0,22}{24,8}$	$\frac{0,3}{47,7}$	$\frac{0,35}{64,7}$	$\frac{0,4}{83,3}$	$\frac{0,46}{107,3}$
2	0,3	$\frac{0,23}{18,3}$	$\frac{0,34}{42,4}$	$\frac{0,41}{61,7}$	$\frac{0,49}{86,6}$	$\frac{0,58}{117}$
Нітрат кальцію (1,5% маси цементу)						
3	0,25	$\frac{0,30}{64,5}$	$\frac{0,34}{73,5}$	$\frac{0,40}{81,4}$	$\frac{0,45}{89,8}$	$\frac{0,52}{115,5}$
4	0,3	$\frac{0,35}{57,1}$	$\frac{0,41}{60,1}$	$\frac{0,46}{67,8}$	$\frac{0,52}{79,9}$	$\frac{0,61}{104,5}$





### 5.3. Проектування складів високоміцних бетонів

Основною вимогою до складу важких високоміцних бетонів є достатньо низькі значення В/Ц (0,2...0,35). При цьому міцність заповнювачів має бути не меншою ніж необхідна міцність бетону. Для отримання високоміцних бетонів можуть бути застосовані цементы з маркою не нижче М500. При застосуванні кондиційних вихідних матеріалів достатньо низькі значення В/Ц, висока рухомість бетонної суміші забезпечуються введенням в оптимальній кількості відповідних суперпластифікаторів. Досягнення високої міцності бетону, в тому числі в ранньому віці, можливо при забезпеченні необхідних температурно-вологісних умов, при яких має місце достатній ступінь гідратації цементу.

Для розрахунків міцності високоміцних також як і рядових бетонів може бути застосована формула загального виду (3.24).

При застосуванні портландцементу, середнього кварцового піску і щебеню зі щільних вивержених порід для розрахунків складів високоміцних швидкотверднучих бетонів можуть бути застосовані наступні рівняння:

$$f_{cm}^{12\sigma\delta} = 0,24R_y (Ц / B - 0,29), \quad (5.1)$$

$$f_{cm}^{1\delta o\delta a} = 0,27R_y (Ц / B - 0,33), \quad (5.2)$$

$$f_{cm}^{7\delta i\delta} = 0,56R_y (Ц / B - 0,3), \quad (5.3)$$

$$f_{cm}^{28\delta i\delta} = 0,73R_y (Ц / B - 0,33). \quad (5.4)$$

Дані формули можуть бути використані для проектування складів високоміцних бетонів, що твердіють в нормальних умовах.

Статистична обробка експериментальних даних показує, що величина відношення  $f_{cm}^n / f_{cm}^{28}$  при постійній температурі може бути задовільно описана рівнянням (5.5), а з урахуванням можливого впливу температури в діапазоні 5...40 – (5.6).



$$f_{cm}^n / f_{cm}^{28} = a \cdot \ln(n) + b, \quad (5.5)$$

$$f_{cm}^n / f_{cm}^{28} = a_1 \cdot \ln(n) + b_t \cdot t + c, \quad (5.6)$$

де  $n$  – тривалість тверднення, діб;

$t$  – температура тверднення, °С.

Розрахункові значення коефіцієнтів у рівняннях (5.5) і (5.6) приведені в табл. 5.13.

Таблиця 5.13

Значення коефіцієнтів у рівняннях (5.5) і (5.6)

Проектування міцності бетону, МПа	Рівняння (5.5) $t=20^\circ \text{C}$		Рівняння (5.6) $t=5...40^\circ \text{C}$		
	a	b	$a_1$	$b_t$	c
20...30	0,242	0,24	0,242	0,0115	0,008
35...50	0,218	0,33	0,218	0,0134	0,063
$\geq 60$	0,166	0,4473	0,166	0,0133	0,1806

Збільшення прогнозуючої здатності рівнянь (5.1...5.4) при проектуванні складів бетону досягається введенням мультиплікативного коефіцієнта  $\rho A = A_1 \cdot A_2 \cdot \dots \cdot A_n$ , що враховує комплекс впливаючих на міцність бетону факторів, в тому числі тривалості і температури твердіння.

При необхідності прогнозування міцності при відомому складі бетону або знаходженні необхідного Ц/В для забезпечення заданої міцності при певній температурі і тривалості твердіння розрахункове рівняння набуває загальний вигляд:

$$f_{cm} = (a \cdot \ln(n) + b_t \cdot t + c) \cdot [A \cdot R_y (C / B - b)] \quad (5.7)$$

Рівняння (5.7), конкретизоване для певних вихідних матеріалів і діапазону класів бетону по міцності, а також температурного інтервалу, може бути використано також для розрахунку необхідних значень тривалості твердіння і температури для досягнення заданої міцності. Рівняння (5.6) і (5.7) з коефіцієнтами, наведеними в табл. 5.13 справедливі при  $n=1 \dots 28$  діб і  $t=5...40^\circ \text{C}$ .



Уточнення емпіричних коефіцієнтів у рівняннях міцності може бути виконано за допомогою аналізу відповідних експериментально-статистичних моделей. У табл.5.14 приведені значення коефіцієнтів  $A_{\tau,t}$  для високоміцних бетонів при можливих змінах температури ( $x_1=40\dots 80^\circ \text{C}$ ) та тривалості ( $x_2=4\dots 8$  год) ізотермічної витримки при тепловологісній обробці (ТВО).

Таблиця 5.14

Рівняння для розрахунку коефіцієнтів  $A_{\tau,t}$

Міцність пропарених бетонів на стиск, МПа	Розрахункові рівняння
2 год	$A_{\tau,t}^{2год} = 0,62 + 0,16x_1 + 0,12x_2 - 0,05x_1^2 - 0,04x_2^2 - 0,09x_1x_2$ (5.8)
1 доба	$A_{\tau,t}^{1дoba} = 0,84 + 0,08x_1 + 0,04x_2 - 0,05x_1^2 - 0,01x_2^2 - 0,005x_1x_2$ (5.9)
7 діб	$A_{\tau,t}^{7дiб} = 0,86 + 0,09x_1 + 0,04x_2 + 0,04x_1^2 - 0,004x_2^2 - 0,04x_1x_2$ (5.10)
28 діб	$A_{\tau,t}^{28дiб} = 0,94 + 0,04x_1 + 0,02x_2 + 0,02x_1^2 + 0,003x_2^2 - 0,01x_1x_2$ (5.11)

**Примітка.** В рівняннях (5.8)...(5.11)  $x_1=(t_{пр}-60)/20$ ,  $x_2=(\tau_{із}-6)/2$ , де  $t_{пр}$  і  $\tau_{із}$  – відповідно температура та тривалість ізотермічного прогріву бетону при пропарюванні.

Аналіз формул (5.8...5.11), наведених в табл. 5.14 підтверджує високу енергоефективність високоміцних бетонів. Вже через 2 години після ТВО при тривалості ізотермічної витримки 4 години і температурі  $80^\circ \text{C}$  їх міцність наближається до 70% марочної. При температурі  $40^\circ \text{C}$  і тривалості ізотермічного прогріву 8 год. міцність після пропарювання перевищує 50% марочної. Через 1 добу після ТВО при  $60^\circ \text{C}$  і 4



години ізотермічної витримки міцність бетону досягає 85% марочної.

Спільне використання рівнянь (5.4) і (5.8...5.11) дозволяє вирішувати ряд завдань проектування як складів бетонних сумішей, так і технологічних параметрів виготовлення бетону із заданою міцністю і зокрема:

- визначати необхідні значення Ц/В і  $R_{ц}$  при заданих параметрах теплової обробки;
- визначати необхідні значення температури та тривалості теплової обробки, що забезпечують прийнятні або мінімально можливі значення Ц/В;
- визначати необхідну тривалість тверднення бетону після ТВО, що дозволяє при заданих параметрах складу і теплової обробки досягати необхідну відпускну міцність або коректувати ці параметри, враховуючи можливу тривалість витримки виробів до їх відвантаження.

## Приклади

**5.1.** *Визначити необхідне значення Ц/В для отримання бетону з міцністю при стиску у віці 28 діб  $f_{cm}^{28} \geq 80$  МПа з досягненням через 2 доби твердіння міцності 50% від проектної. Активність цементу  $R_{ц}=52,5$  МПа. Розрахувати мінімальне значення температури при якому може досягатися заданий показник міцності у віці 2 діб. Розрахувати наскільки можна скоротити тривалість твердіння бетону з досягненням міцності 80 МПа при підвищенні температури твердіння до 40° С.*

Попередньо за допомогою формули (5.4) знаходимо значення Ц/В, яке буде забезпечувати досягнення необхідної міцності бетону у віці 28 діб.

$$\frac{Ц}{В} = \frac{f_{cm}^{28}}{0,73R_{ц}} + 0,33 = \frac{80}{0,73 \cdot 52,5} + 0,33 = 2,42$$



За формулою 5.5, з урахуванням коефіцієнтів, наведених у таблиці 5.13, розрахуємо відповідне значення Ц/В для забезпечення необхідної міцності 40 МПа у віці двох діб:

$$\frac{Ц}{В} = \frac{40}{(0,166 \cdot \ln(2) + 0,0133 \cdot 20 + 0,1806) \cdot 0,73 \cdot 52,5} + 0,33 = 2,19$$

Відповідно до наведеного розрахунку весь набір заданих міцнісних показників бетону забезпечується при Ц/В=2,42.

Розраховуємо за допомогою рівняння (5.6) мінімальне значення температури твердіння бетону, при якій буде забезпечуватися необхідне значення міцності бетону у віці двох діб при Ц/В=2,42.

$$t = \frac{f_{cm}^{2 \text{ доби}} - a \ln(n) - c}{b_t} = \frac{\frac{40}{80} - 0,166 \cdot \ln(2) - 0,1806}{0,0133} = 15,3^\circ \text{C}$$

Для забезпечення необхідної міцності 40 МПа на другу добу мінімальна температура твердіння бетону повинна становити не менш як 15,3° С. Однак, значення міцності бетону у віці 28 діб при такій температурі твердіння, як впливає з рівняння 5.7 становитиме:

$$f_{cm}^{28} = ((0,166 \cdot \ln(28) + 0,0133 \cdot 15,3 + 0,1806) \cdot 0,73 \cdot 52,5 \cdot (2,42 - 0,33)) = 75,1 \text{ МПа}$$

За формулою (5.7) розраховуємо необхідну тривалість тверднення бетону до досягнення ним міцності 80 МПа при збільшенні температури тверднення до 40° С.



$$\ln(n) = \frac{f_{cm}^{28} - b_t \cdot t - c}{a} =$$
$$= \frac{1 - 0,0133 \cdot 40 - 0,1806}{0,166} = 1,73$$

Відповідно  $n \approx 2$  доби.

**5.2.** Визначити необхідне значення  $C / V$  для отримання бетону з міцністю при стиску через 28 днів після проходження тепловологісної обробки  $f_{cm}^{28} \geq 100 \text{ МПа}$  з досягненням через 2 години після тепловологісної обробки (тривалість ізотермічної витримки 8 годин, температура ізотермічної витримки  $60^\circ \text{C}$ ) 70% від проектної міцності ( $f_{cm}^{TBO} = 70 \text{ МПа}$ ). Прийняти  $R_{q,28} = 52 \text{ МПа}$ .

Попередньо за допомогою формул (5.8) і (5.11) знаходимо значення коефіцієнта  $A_{\tau,t}$ , який відповідає заданому режиму ТВО. Для цього переводимо значення температури і тривалості ізотермічної витримки в кодований вид:

$$X_1 = (60 - 60) / 20 = 0, \quad X_2 = (8 - 6) / 2 = 1$$

$$A_{\tau,t}^{2\text{год}} = 0,62 + 0,16 \cdot 0 + 0,12 \cdot 1 - 0,05 \cdot (0)^2 - 0,04 \cdot 1^2 -$$
$$- 0,09 \cdot 0 \cdot 1 = 0,7$$

$$A_{\tau,t}^{28} = 0,94 + 0,04 \cdot 0 + 0,02 \cdot 1 + 0,02 \cdot (0)^2 + 0,003 \cdot 1^2 -$$
$$- 0,01 \cdot 0 \cdot 1 = 0,963$$

Користуючись формулою (5.4) з додатковим урахуванням розрахованих значень коефіцієнтів  $A_{\tau,t}^{2\text{год}}$  і  $A_{\tau,t}^{28}$  визначаємо необхідне значення  $C / V$ , яке буде забезпечувати досягнення заданої міцності бетону після тепловологісної обробки ( $f_{cm}^{TBO} = 70 \text{ МПа}$ ) і через 28 днів тверднення ( $f_{cm}^{28} \geq 100 \text{ МПа}$ ).



$$\begin{aligned} C/B &= (f_{cm}^{TBO}) / (0,73 A_{\tau,t}^{2\pi\sigma} R_{ц}) + 0,33 = (70 / 0,73 \cdot 0,7 \cdot 52) + \\ &+ 0,33 = 2,94 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (C/B)_1 &= (f_{cm}^{28} / 0,73 A_{\tau,t}^{28} R_{ц}) + 0,33 = (100 / 0,73 \cdot 0,963 \cdot 52) + \\ &+ 0,33 = 3,04 \end{aligned}$$

Відповідно до наведеного розрахунку весь набір заданих міцнісних показників бетону забезпечується при  $C/B=3,04$ .

**5.3.** *Розрахувати чи буде забезпечуватися необхідна відпускна міцність бетону через 2 години після тепловологісної обробки не менше 30 МПа при значенні  $C/B$  визначеному в попередньому прикладі ( $C/B=3,04$ ), але при зменшенні тривалості ізотермічної витримки до 4 годин, температури до 40° С.*

Попередньо за допомогою формули (5.8) знаходимо значення коефіцієнта  $A_{\tau,t}$ , який відповідає заданому режиму ТВО. Для цього переводимо значення температури і тривалості ізотермічної витримки в кодований вид:  $X_1=(40-60)/20=-1$ ,  $X_2=(4-6)/2=-1$ .

$$\begin{aligned} A_{\tau,t}^{2\sigma\sigma} &= 0,62 + 0,16 \cdot (-1) + 0,12 \cdot (-1) - 0,05 \cdot (-1)^2 - 0,04 \cdot (-1)^2 - \\ &- 0,09 \cdot (-1) \cdot (-1) = 0,16 \end{aligned}$$

Користуючись формулою (5.4) з урахуванням розрахованого значення коефіцієнта  $A_{\tau,t}^{2\sigma\sigma}$  і заданого значення  $C/B$ , визначаємо міцність бетону через 2 години після тепловологісної обробки:

$$\begin{aligned} f_{cm}^{2\sigma\sigma} &= 0,73 A_{\tau,t}^{TBO} R_{ц} (C/B - 0,33) = 0,73 \cdot 0,16 \cdot 52,5 (3,04 - 0,33) = \\ &= 16,6 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Задана умова не виконується. Для забезпечення необхідної відпускної міцності бетону необхідно застосувати комплекс відповідних технологічних заходів (коригування режиму ТВО, введення добавок-прискорювачів та ін.).



## 6. ВИПРОБУВАННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ

Міцність бетону визначають вимірюванням зусиль, що приводять до руйнування спеціально виготовлених, а також вибурених або випиляних із конструкцій зразків при їх навантаженні зі сталою швидкістю. Поряд з прямими методами визначення міцності на зразках бетону застосовують різні методи непрямого визначення його міцності безпосередньо у виробках або конструкціях без їх руйнування.

Величина показника міцності зразків залежить від характеру прикладених зусиль. Найважливішим міцнісним показником бетону є його міцність на стиск. З іншими міцнісними показниками: міцністю при розтязі, зрізі, сколюванні та ін. вона пов'язана кореляційними залежностями.

Контролю підлягають:

- *відпускна міцність бетону* – міцність бетону на стиск у відсотках від проектної, при якій бетонний або залізобетонний виріб може бути відпущений споживачу;

- *передавальна міцність бетону* – міцність бетону на стиск у відсотках від проектної для попередньо напруженого залізобетонного виробу в момент передавання зусилля натягу арматури з упорів форми або стенда на бетон виробу;

- *міцність бетону у проміжному віці*, який встановлений проектною документацією – для монолітних конструкцій (при знятті несучої опалубки тощо);

- *міцність бетону в проектному віці* – для збірних і монолітних конструкцій (*проектна міцність*).

### 6.1. Визначення міцності бетону на контрольних зразках (ДСТУ Б В.2.7- 214:2009; ДСТУ Б В. 2.7-223:2009)

Контрольні зразки для визначення міцності бетону мають встановлену форму і номінальні розміри залежно від методу і виду випробувань (табл. 6.1), максимального розміру крупного заповнювача. За базовий при всіх видах випробувань приймають зразок з розмірами робочого перерізу 150×150 мм.





Таблиця 6.1

Форма і номінальні розміри зразків для визначення  
міцності бетону

Показник міцності	Форма зразка	Розміри зразка	
		Параметр розміру	Розмір, мм
Міцність на стиск і на розтяг при розколюванні	Куб	Довжина ребра	100;150;200;300
	Циліндр	Діаметр d	100;150;200;300
		Висота h	2d
Міцність на осьовий розтяг	Призма	Переріз a×a	100×100; 150×150; 200×200
		Висота h	4 a
	Циліндр	Діаметр d	100;150;200;300
		Висота h	2d
Міцність на розтяг при згині та розколюванні	Призма	Переріз a×a	100×100; 150×150; 200×200
		Висота h	4 a

**Примітки. 1.** Допускається застосовувати зразки й інших розмірів і форми: куби з ребром завдовжки 70 мм; призми розміром (70×70×280) мм; циліндри висотою, що дорівнює відповідному діаметру при визначенні міцності на розтяг при розколюванні, і висотою, що дорівнює від двох до чотирьох діаметрів при визначенні міцності на осьовий розтяг. **2.** При визначенні міцності на осьовий розтяг допускається застосування зразків вісімок, на стиск половинок зразків - призм, отриманих після випробувань на розтяг при згині.

При найбільшому розмірі фракції заповнювача в пробі бетонної суміші 20 мм найменший розмір зразка (ребро куба, бік поперечного перерізу призми, або вісімки, діаметр і висота циліндра) становить 100 мм; 40 – 150 мм; 80 – 300 мм. Для випробувань конструкційно-теплоізоляційного і теплоізоляційного бетонів із проектною міцністю 7,5 МПа і менше незалежно від найбільшої крупності заповнювача застосовують зразки з найменшим розміром 150 мм. Для зразків,



що виготовляють із проб, які відібрані випилюванням або вибурюванням із конструкцій допускається застосування, крім зазначених в табл. 6.1, також циліндрів діаметром від 44 мм до 150 мм заввишки:

- від 0,8 до 2,0 діаметрів при визначенні міцності на стиск;
- від 0,4 до 2,0 діаметрів при визначенні міцності на розтяг при розколюванні;
- від 1,0 до 4,0 діаметрів при визначення міцності на осьовий розтяг.

Мінімальний розмір зразків, що відбираються із конструкцій повинен перевищувати максимальний розмір крупного заповнювача не менше ніж у 2 рази при випробуванні на стиск, і у 3 рази – на розтяг.

Зразки виготовляють і випробують серіями. Кількість зразків у серії –  $n$  (крім ніздрюватого бетону), що виготовляють із бетонної суміші, приймають залежно від середнього внутрішньосерійного коефіцієнта варіації міцності бетону  $V_{cm}$ , який визначається не рідше одного разу на рік на підприємстві.

При  $V_{cm} \leq 5$ ,  $n \geq 2$ ;  $V_{cm} = 5 \dots 8$ ,  $n \geq 3$ ;  $V_{cm} > 8$ ,  $n \geq 6$ . Для ніздрюватого бетону кількість зразків у серії дорівнює трьом. Середній внутрішньосерійний коефіцієнт варіації міцності бетону  $V_{cm}$ , % обчислюють за результатами випробувань 30 серій зразків бетону одного класу. Для обчислення коефіцієнта варіації визначають розмах  $W_{cj}$  в МПа у кожній серії, а також середній розмах  $W_{cm}$  в МПа, і середню міцність  $f_{cm}$  в МПа, за всіма серіями за формулами:

$$W_{cj} = f_{j \max} - f_{j \min} ; \quad (6.1)$$

$$W_{cm} = \frac{\sum_{j=1}^{30} W_{cj}}{30} ; \quad (6.2)$$



$$f_{cm} = \frac{\sum_{j=1}^{30} f_{cmj}}{30}; \quad (6.3)$$

$$V_{cm} = \frac{W_{cm}}{df_{cm}}, \quad (6.4)$$

де  $f_{j\max}$  та  $f_{j\min}$  – максимальне та мінімальне значення міцності бетону в кожній серії зразків, МПа;

$f_{cmj}$  та  $W_{cj}$  – середня міцність та розмах міцності бетону в кожній серії зразків, МПа;

$d$  – коефіцієнт, що приймається залежно від кількості зразків  $n$  у серії: при  $n=2$ ,  $d=1,13$ ;  $n=3$ ,  $d=1,69$ ;  $n=4$ ,  $d=2,06$ ;  $n=6$ ,  $d=2,50$ .

Кількість зразків у серії, відібраних із конструкції, залежить від їх розміру. Якщо розміри зразка не перевищують 90 мм кількість зразків повинна бути не менше 2; 61..80 – 3 і не більше 60 мм – 4.

Об'єм проби бетонної суміші для виготовлення контрольних зразків повинен перевищувати їх сумарний об'єм не менше ніж у 1,2 рази. Зразки слід виготовляти у формах, які відповідають вимогам ГОСТ 22685. Перед використанням внутрішні поверхні форми покривають тонким шаром мастила, яке не впливає на властивості поверхневого шару бетону.

Укладання і ущільнення бетонної суміші слід виконувати не пізніше ніж через 20 хв після відбору проби. Укладання газобетонної суміші повинно бути закінчено до початку газовиділення.

Форми заповнюють бетонною сумішшю шарами заввишки не більше 100 мм. Кожен шар укладають штикуванням сталевим стержнем діаметром 16 мм. При рухомості бетонної суміші менше 10 см або жорсткості менше 11 с форму з укладеною сумішшю закріплюють на лабораторному вібротрампаці і додатково ущільнюють вібуванням. При жорсткості 11 с і більше на формі



закріплюють насадку, установлюють на поверхні суміші привантаження, що забезпечує тиск  $(4 \pm 0,5)$  кПа і вібрують протягом часу  $\tau = \tau_{o,n} + 5 \div 10$  с ( $\tau_{o,n}$  – час вібрування в с до припинення осідання привантаження). Після завершення укладання і ущільнення бетонної суміші в формі верхню поверхню зразка загладжують кельмою або пластинкою.

При виробничому контролі зразки при можливості формують за тією ж технологією, що і виготовляють конструкції.

Контрольні зразки бетону збірних конструкцій тверднуть в однакових із конструкціями умовах до визначення відпускнуї або передавальної міцності. Подальше тверднення зразків для визначення міцності бетону в проектному віці, відбувається в нормальних умовах. Зразки бетону монолітних конструкцій на підприємстві, що виготовляє бетонні суміші, повинні тверднути в нормальних умовах, а на будівельному майданчику – в умовах, однакових із умовами тверднення конструкцій.

Лабораторні зразки, призначені для тверднення в нормальних умовах після виготовлення до розпалублення зберігають у формах, прикритих вологою тканиною або іншим матеріалом, що виключає можливість випаровування з них вологи, у приміщенні з температурою повітря  $(20 \pm 5)$  °С. При визначенні міцності бетону на стиск зразки розпалублюють не раніше ніж через 24 год для бетонів з проектною міцністю 10 МПа і вище і не раніше ніж від 48 до 72 год для бетонів з міцністю 7,5 МПа і нижче, а також для бетонів із добавками, що уповільнюють їх тверднення у ранньому віці. При визначенні міцності бетону на розтяг зразки розпалублюють не раніше ніж через 96 год після їх виготовлення. Після розпалублення зразки поміщають у камеру, що забезпечує нормальні умови тверднення, тобто температуру  $(20 \pm 3)$  °С і відносну вологість повітря  $(95 \pm 5)\%$ . У камері нормального тверднення зразки не повинні безпосередньо зрошуватись водою. Допускається зберігання зразків під шаром вологих піску, тирси або інших гігроскопічних матеріалів, що систематично звожуються.

Зразки, які призначені для тверднення в умовах теплової обробки, тверднуть у формах в теплових агрегатах разом з



конструкціями, або окремо, згідно з прийнятим на виробництві режимом. Після завершення теплової обробки зразки розпалублюють та випробовують або зберігають у нормальних умовах.

У приміщенні для випробування зразків повинна підтримуватись температура повітря в межах  $(20 \pm 5)^\circ\text{C}$  і відносна вологість повітря не менше 55%. У цих умовах зразки витримують до випробування у розпалубленому виді протягом 24 год, якщо вони тверднули у воді, і протягом 4 год при твердненні в повітряно-вологих умовах або в умовах теплової обробки.

Зразки, що призначені для випробування із метою визначення передавальної міцності бетону на стиск у гарячому стані або його міцності при розпалубленні, а також зразки, що призначені для визначення міцності на розтяг після тверднення у воді, слід випробовувати без попередньої витримки.

Перед випробуванням зразки піддають візуальному огляду. Зразки, які мають тріщини, сколи ребер завглибшки більше 10 мм, раковини діаметром більше 10 мм і завглибшки більше 5 мм, а також сліди розшарування та недоущільнення бетонної суміші, випробуванню не підлягають.

Відхилення від перпендикулярності суміжних граней кубів і призм, а також опорних поверхонь та твірних циліндрів, що призначені для випробувань на стиск, не повинні перевищувати 1 мм. Відхилення від прямолінійності твірної зразків-циліндрів, що призначені для випробувань на розколвання не допускається більше ніж 0,1 мм на 100 мм довжини.

Якщо опорні грані зразків-кубів або циліндрів не задовольняють встановленим вимогам, то вони мають бути вирівняні. Для вирівнювання опорних граней застосовують шліфування або нанесення шару матеріалу, який швидко твердне, завтовшки не більше 3 мм і міцністю на момент випробувань не менше половини очікуваної міцності бетону зразка.

Рекомендовані схеми випробувань контрольних зразків приведені на рис. 6.1 - 6.3.



напрямок формування

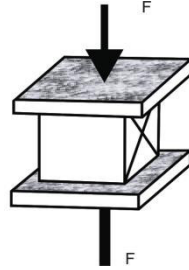
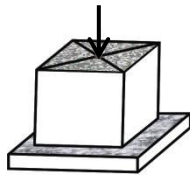


Рис. 6.1. Схема випробувань на стиск

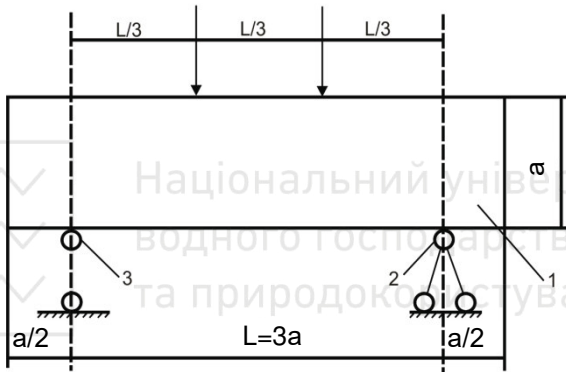


Рис. 6.2. Схема випробувань на розтяг при згині:  
1 – зразок-призма; 2 – нерухома опора; 3 – рухома опора

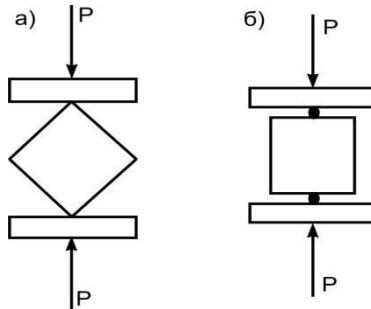


Рис.6.3. Схема випробування кубів розколюванням:  
а – в положенні “на ребро”; б – в положенні «по грані» за  
допомогою металевих стержнів



Зразки бетону випробовують на міцність за допомогою гідравлічних пресів рис. 6.4, 6.5.

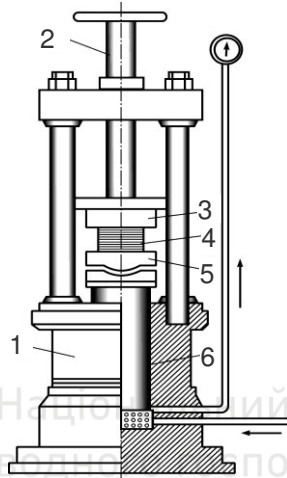


Рис. 6.4. Схема гідравлічного пресу:

1 – станина; 2 – гвинт; 3 – верхня опорна плита; 4 – зразок;  
5 – нижня опорна плита; 6 – поршень



Рис. 6.5. Прес для випробування бетону

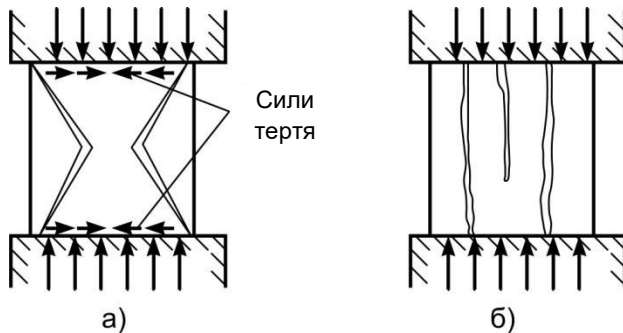


Шкалу вимірювача сили випробувального обладнання вибирають таким чином, щоб очікуване значення руйнівного навантаження було в межах від 20% до 80% максимального навантаження, що допускається вибраною шкалою.

На значення границі міцності бетону впливає ряд факторів, обумовлених технологією виготовлення зразків і методикою випробування: положення зразків щодо діючого навантаження, умови взаємодії зразка і преса, швидкість завантаження, вологість бетону та ін. Для одержання відтворюваних результатів ці істотні фактори, що впливають на міцність, лімітуються методикою діючого стандарту.

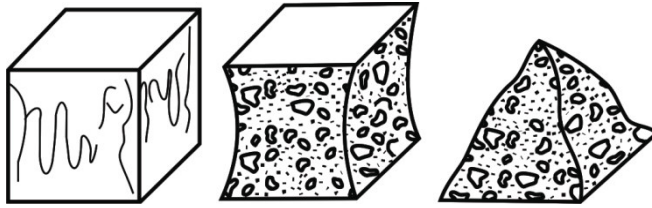
При випробуванні зразків на стиск розвиваються згинаючі моменти в опорних плитах і вони працюють як пластини на пружній основі, закріплені по центру. При недостатній товщині плита, яка спирається на шарнір преса, згинається, що призводить до зниження межі міцності зразка.

У результаті дії сил тертя між зразком і плитами преса останні зменшують деформації прилеглих шарів, зберігаючи їх від руйнування (ефект обойми). Це обумовлює характерну форму руйнування зразків викликану найбільшими деформаціями в середньому перерізі (рис. 6.6, 6.7).



**Рис. 6.6.** Вплив сил тертя при випробуванні бетонних зразків:  
а – руйнування зразка при дії сил тертя;  
б – руйнування зразка при видаленні сил тертя





**Рис. 6.7.** Звичайний вид руйнування бетонного зразка кубічної форми

Навантаження зразків здійснюють безпосередньо зі швидкістю, що забезпечує підвищення розрахункового напруження у зразку до його повного руйнування в межах  $(0,6 \pm 0,4)$  МПа/с при випробуваннях на стиск та в межах  $(0,05 \pm 0,02)$  МПа/с при випробуваннях на розтяг.

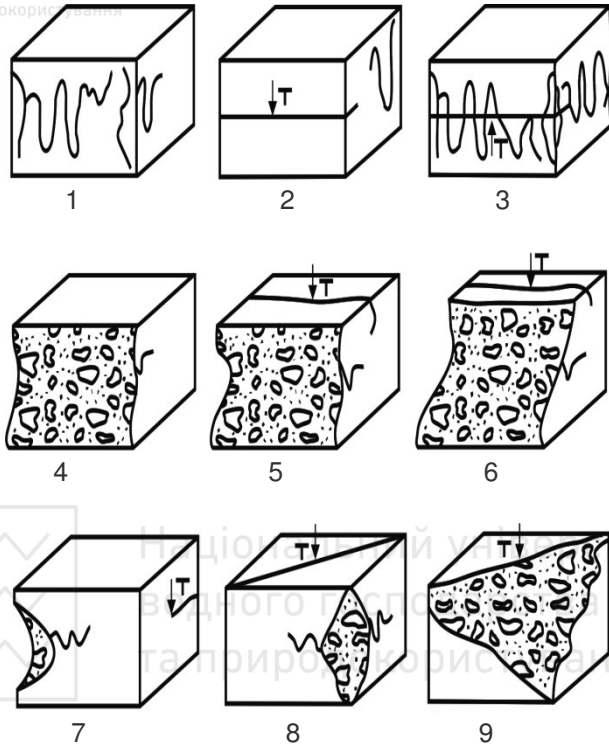
Максимальне зусилля, що допускається в процесі випробувань, приймають за руйнівне навантаження і записують його в журналі випробувань.

Зруйнований зразок піддається візуальному огляду з відміткою у журналі випробувань:

- характеру руйнування;
- наявності великих (об'ємом більше  $1 \text{ см}^3$ ) раковин всередині зразка;
- наявності зерен заповнювача, розмір яких у 1,5 рази перевищує найбільший для даного зразка;
- наявності грудок глини та слідів розшарування.

Результати випробувань зразків, що мають перераховані дефекти структури і характеру руйнування, не враховуються.

Звичай зразки кубічної форми мають після випробувань на міцність вид, що наведений на рис. 6.7. Характерні види руйнувань кубічних зразків, які відрізняються від типових наведені на рис. 6.8.



**Рис. 6.8.** Види руйнування зразків кубічної форми, які відрізняються від типового

Міцність бетону, МПа, розраховується із точністю до 0,1 МПа при випробуваннях на стиск і до 0,01 МПа при випробуваннях на розтяг для кожного зразка за формулами:

- на стиск 
$$f_{cm} = (\alpha \cdot F \cdot k_w) / A; \quad (6.5)$$

- на осьовий розтяг 
$$f_{c,tk} = (\beta \cdot F \cdot k_w) / A; \quad (6.6)$$

- на розтяг при розколюванні 
$$f_{c,m} = (\gamma \cdot 2F \cdot k_w) / (\pi \cdot A); \quad (6.7)$$

- на розтяг при згині 
$$f_{c,tl} = (\delta \cdot F \cdot l \cdot k_w) / (a \cdot b^2), \quad (6.8)$$



де  $F$  – руйнівне навантаження, Н;

$A$  – площа робочого перерізу зразка, мм<sup>2</sup>;

$a$  – ширина поперечного перерізу призми, мм (см);

$b$  – висота поперечного перерізу призми, мм;

$l$  – відстань між опорами при випробуваннях зразків-призм на розтяг при згині, мм;

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$  – масштабні коефіцієнти для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках базового розміру та форми;

$k_w$  – поправочний коефіцієнт для ніздрюватого бетону, який враховує вологість зразків на момент випробування.

Таблиця 6.2

Значення масштабних коефіцієнтів для окремих видів бетонів

Форма і розміри зразка, мм	Коефіцієнти, що застосовуються при				
	стиску, $\alpha$ всіх видів бетонів, крім ніздрюватого	розтягу при розколванні $\gamma$		розтягу при згині важкого бетону $\delta$	осьовому розтягу $\beta$
		важкого бетону	дрібнозернистого бетону		
Куб із розміром ребра або квадратна призма із розміром сторони:					
70	0,85	0,78	0,87	0,86	0,86
100	0,95	0,88	0,92	0,92	0,92
150	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,05	1,10	1,05	1,15	1,08
300	1,10	-	-	1,34	-
Циліндр (діаметр×висоту)					
100×200	1,16	0,98	0,99	-	-
150×300	1,20	1,13	1,08	-	-
200×400	1,24	-	-	-	-
300×600	1,28	-	-	-	-

**Примітка.** Для ніздрюватого бетону з середньою густиною менше 400 кг/м<sup>3</sup> масштабний коефіцієнт  $\alpha$  слід приймати рівним 1,0 незалежно від розмірів і форми зразків. Для бетону з середньою густиною 400 кг/м<sup>3</sup> і більше масштабний коефіцієнт  $\alpha$  для циліндрів діаметром і заввишки 70 мм, що вибурувались, і кубів з ребром завдовжки 70 мм, що випилювались, приймають рівним 0,90, а для циліндрів діаметром і заввишки 100 мм і кубів з ребром завдовжки 100 мм – рівним 0,95.



Значення масштабних коефіцієнтів визначають експериментально. Для окремих видів бетонів їх допускається приймати згідно табл. 6.2.

Значення коефіцієнта  $k_w$  для ніздрюватого бетону приймають залежно від його вологості  $W_0$ , %: при  $W_0=0\%$  –  $k_w=0,8$ ;  $W_0=10\%$  –  $k_w=1,0$ ;  $W_0=20\%$  –  $k_w=1,10$ ;  $W_0 \geq 25\%$  –  $k_w=1,15$ . При проміжних значеннях вологості бетону значення коефіцієнта  $k_w$  визначають лінійною інтерполяцією. Для інших видів бетону значення коефіцієнта  $k_w$  дорівнює одиниці.

Міцність бетону (крім ніздрюватого) визначають як середньоарифметичне значення в серії:

- із двох зразків – за двома зразками;
- із трьох зразків – за двома зразками з найбільшою міцністю;
- із чотирьох зразків – за трьома зразками з найбільшою міцністю;
- із шести зразків – за чотирма зразками з найбільшою міцністю.

У разі відбраковування дефектних зразків міцність бетону в серії зразків визначають за всіма зразками, що залишилися, якщо їх не менше двох. Результати випробувань серії з двох зразків у разі відбраковування одного зразка не враховують.

Для *прискороного визначення міцності* бетону при твердненні в нормальних умовах застосовують експериментально встановлену градувальну залежність між нею і міцністю зразків, що тверднули при тепловій обробці (ГОСТ 22783). Теплову обробку зразків проводять за режимами, приведеними в табл. 6.3.

Градувальну залежність встановлюють для бетонів одного проектного віку, що приготовлені з однакових матеріалів незалежно від складу і його класу.

Градувальну залежність приймають лінійною, типу:

$$f_{cm} = \epsilon_0 + \epsilon_1 f'_{cm}, \quad (6.9)$$

де  $f'_{cm}$  – міцність бетону при прискороному твердненні.



Таблиця 6.3

Режими теплової обробки зразків бетону для прискороного визначення міцності

Етапи тверднення	Температура, °С	Режим I		Режим II	
		Номінальна тривалість, год	Граничні відхилення, хв	Номінальна тривалість, год	Граничні відхилення, хв
Попередня витримка на повітрі	20±5	2	±15	1	±5
Прогрів у воді	70±2	16	±15	4,5	±5
Охолодження на повітрі до розпалублення	20±5	0,5	±5	0,5	±5
Охолодження на повітрі після розпалублення	20±5	1	±10	1	±10
Загальна тривалість тверднення		19,5	±25	7	±15

Перехідний коефіцієнт  $K$  обчислюють за формулою:

$$K = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{f_{cm}}{f'_{cm}}, \quad (6.10)$$

де  $N$  – число серій зразків при прискороному твердненні і в проектному віці.

При використанні перехідного коефіцієнту міцність бетону в проектному віці знаходять за формулою:

$$f_{cm} = K f'_{cm}. \quad (6.11)$$



## Приклади

**6.1.** За результатами випробувань, що виконані в лабораторії бетонного заводу необхідно визначити міцність на стиск і розтяг при згині важкого бетону з двох видів бетонної суміші – з максимальною крупністю заповнювача 20 мм і 40 мм, а також бетону, відібраних з конструкції дорожнього покриття (максимальна крупність заповнювача – 20 мм). Очікуваний клас бетону за міцністю на стиск – C16/20. Внутрішньосерійний коефіцієнт варіації ( $V_{cm}$ ) міцності бетону, на зразках, що виготовляються з бетонної суміші – 4%, відібраних з конструкції – 5%.

Враховуючи найбільший розмір заповнювача і значення  $V_{cm}$ , для визначення міцності на стиск бетону з бетонних сумішей виготовлено зразки-куби з розмірами ребра 100 і 150 мм двох серій по 3 зразки в кожній. Розмір ребра зразків-кубів, що відібрані з дорожнього покриття прийнято 100 мм.

Для визначення міцності на розтяг при згині для бетону з бетонної суміші з максимальною крупністю заповнювача 20 мм і 40 мм виготовлено дві серії по 3 зразки призм розмірами відповідно 100×100×400 мм і 150×150×600 мм з дорожнього покриття відібрані три зразки-призми розмірами 100×100×400 мм.

Після нормального тверднення у віці 28 діб зразки були випробувані. Дефектів структури і аномальний характер руйнування за результатами візуального огляду не зафіксовано. Результати випробувань приведені в табл. 6.4.

Міцність на стиск і розтяг при згині бетону обчислювали за формулами (6.5 та 6.8). Значення масштабних коефіцієнтів прийняті згідно табл. 6.2. Для зразків-кубів із розміром ребра 100 мм  $\alpha=0,95$ , 150 мм  $\alpha=1,0$ ; для зразків-призм 100×100×400 мм  $\delta=0,88$ ; 150×150×600 мм  $\delta=1,0$ . Відстань між опорами  $l$  при випробуванні зразків-призм завдовжки 400 мм прийнято 300 мм, 600 мм – 450 мм.

Міцнісні показники бетону розраховувались для кожної серії як середнє арифметичне значення двох найбільших результатів.



Таблиця 6.4

Результати випробувань бетону на міцність

Вид випробувань	Вид бетонів	Розміри зразків, мм	Максимальна крупність заповнювача, мм	Руйнівне навантаження для зразків, 10 <sup>4</sup> Н			f <sub>c</sub> , МПа
				1	2	3	
Міцність на стиск	З бетонної суміші	100×100×100	20	22,1	24,2	26,3	23
		150×150×150	40	47,3	51,8	56,3	23
	З дорожнього покриття	100×100×100	20	22,1	24,2	25	23
Міцність на розтяг при згині	З бетонної суміші	100×100×400	20	3,4	3,7	4,0	3,25
		150×150×600	40	6,75	7,3	7,9	3,2
	З дорожнього покриття	100×100×400	20	3,4	3,7	4,0	3,25

**6.2.** На бетонозмішувальному заводі випускають бетон класу С 16/20. Розрахувати коефіцієнт  $K$  для переходу від міцності бетону при прискореному твердненні до міцності при нормальному твердненні.

Для розрахунку коефіцієнту  $K$  випробовували 13 паралельних серій контрольних зразків. Середні результати випробувань контрольних зразків по кожній серії приведені в табл. 6.5.

Визначаємо:  $\bar{f}_{cm} = 26,0$  МПа.

Підставляючи дані табл. 6.5 у формулу (6.10), отримуємо:

$$K = \frac{1}{13} \left( \frac{23,4}{14,8} + \frac{22,6}{14,2} + \dots + \frac{26,1}{18,1} \right) = 1,59.$$



Величину середнього квадратичного відхилення визначаємо за формулою:

$$S_r = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \frac{(23,1 - 1,59 \cdot 14,8)^2 + \dots + (26,1 - 1,59 \cdot 18,1)^2}{12} = 1,6 \text{ МПа}$$

$$\text{В зв'язку з тим, що } \frac{S_r}{\bar{f}_{cm}} \cdot 100\% = \frac{1,6}{26,0} \cdot 100\% = 6,2\% < 12\%,$$

допускається проведення контролю міцності прискореним способом.

Таблиця 6.5

Середні результати випробувань контрольних зразків по кожній серії

Номер серії	Міцність бетону, МПа		Відношення $\frac{\bar{f}_r}{f'_c}$
	при прискореному твердненні ( $f'_c$ )	при нормальному твердненні у віці 28 діб ( $f_c$ )	
1	14,8	23,4	1,58
2	14,2	22,6	1,59
3	15,1	25,1	1,66
4	13,6	23,2	1,70
5	15,5	22,6	1,46
6	17,1	29,7	1,74
7	17,7	27,8	1,57
8	17,0	27,9	1,64
9	18,6	27,4	1,47
10	16,4	27,7	1,69
11	19,0	29,1	1,53
12	16,5	25,9	1,60
13	18,1	26,1	1,44





## 6.2. Неруйнівні механічні методи визначення міцності бетону

Міцність бетону при застосуванні неруйнівних методів визначають за попередньо встановленими градувальними залежностями між міцністю зразків на стиск та непрямими характеристиками міцності. Розрізняють механічні та фізичні неруйнівні методи (рис. 6.9). *Механічні методи* базуються на кореляційних зв'язках між міцністю та іншими механічними характеристиками бетону (твердістю, пружністю, здатністю до пластичних деформацій та ін.), а також зусиллями, що викликають його місцеві руйнування. При *фізичних методах* застосовуються кореляційні зв'язки міцності бетону зі швидкістю розповсюдження в ньому ультразвукових хвиль та деякими іншими фізичними характеристиками (частотою коливаль, інтенсивністю гама- опромінювання при проходженні крізь бетон та ін.). Із фізичних методів на практиці застосовується ультразвуковий метод.



Рис. 6.9. Класифікація методів неруйнівного контролю міцності бетону



Відповідно до ДСТУ Б В. 2.7 – 220:2009 непрямыми характеристиками міцності при застосуванні механічних неруйнівних методів можуть бути:

- значення відскоку бойка від поверхні бетону (або притиснутого до неї ударника);
- параметр ударного імпульсу (енергія удару);
- розміри відбитку на бетоні (діаметр, глибина тощо) або співвідношення діаметрів відбитків на бетоні і стандартному зразку при ударі чи вдавлюванні індентора в поверхню бетону;
- значення напруження, необхідного для місцевого руйнування бетону при відриві приклеєного до нього металевого диска;
- значення зусилля, необхідного для сколювання ділянки бетону на ребрі конструкції;
- значення зусилля місцевого руйнування бетону при вириванні з нього анкерного пристрою.

Механічні методи неруйнівного контролю застосовують для визначення всіх видів нормованої міцності, а також при прийманні конструкцій та їх обстеженні. Область застосування того чи іншого методу залежить від граничних значень вимірюваної міцності (табл. 6.6).

Таблиця 6.6

Граничні значення бетону при застосуванні механічних неруйнівних методів

Найменування методу	Граничні значення міцності бетону, МПа
Пружний відскок і пластична деформація	5-50
Ударний імпульс	10-70
Відрив	5-60
Сколювання ребра	10-70
Відрив зі сколюванням	5-100

Випробування виконують при плюсовій температурі бетону. При обстеженні конструкцій допускається визначати міцність при від'ємній температурі, але не нижче ніж  $-10^{\circ}\text{C}$  за



умови, що до моменту заморожування конструкція знаходилась не менше одного тижня при плюсовій температурі та відносній вологості повітря не більше ніж 75 %.

Для контролю відпускнуї або передавальної міцності бетону збірних конструкцій неруйнівними методами від партії відбирають 10% конструкцій, але не менше трьох. Для визначення міцності бетону монолітних конструкцій у проміжному віці контролюють не менше однієї конструкції із об'єму бетону, укладеного протягом доби (або частини конструкції у випадку, коли її бетонування виконувалось більше однієї доби). На кожній збірній конструкції, що відібрана для визначення міцності бетону неруйнівними методами, вибирають не менше двох, а для монолітної – не менше чотирьох контрольних ділянок. Ділянка повинна мати площу від 100 до 600 см<sup>2</sup>. Кількість та розташування контрольних ділянок визначає проектна організація в робочих кресленнях конструкцій залежно від геометричних розмірів, призначення і технології їх виготовлення, і має бути не менше:

- для лінійних конструкцій – однієї ділянки на 4 м довжини;
- для плоских конструкцій, за виключенням монолітних конструкцій суцільних стін – однієї ділянки на 4 м<sup>2</sup> площі;
- для монолітних конструкцій суцільних стін – однієї ділянки на 8 м<sup>2</sup> площі.

При статистичному контролю міцності бетону, яка визначена неруйнівними методами, для розрахунків середнього квадратичного відхилення  $S_m$ , якщо за одиночне значення приймають середню міцність бетону конструкції  $f_{ci}$  застосовують формулу:

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - \bar{f}_{cm})^2}{n-1} + \frac{S_n^2}{p}}, \quad (6.12)$$

де  $\bar{f}_{cm}$  – середня міцність бетону в партії конструкцій;

$n$  – число конструкцій в партії;

$S_n$  – середнє квадратичне відхилення градуовальної залежності;  $p$  – число контрольованих ділянок у конструкції.



Принцип дії приладів за *методом пружного відскоку-склерометрів* (молотки Шмідта, рис. 6.10) полягає в тому, що спеціальним ударником наноситься удар по сферичному штампі, притисненому до бетону. Величина відскоку ударника характеризує твердість бетону, залежно від якої за допомогою градувальної кривої розраховують міцність при стиску.



Рис. 6.10. Молоток Шмідта

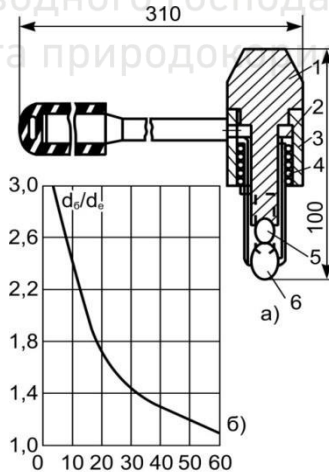
В приладах, де реалізується *метод ударного імпульсу* (ПІС-МГ, Онікс – 2,5 та ін.), реєструється енергія, що виникає в момент удару бойка по поверхні бетону (рис. 6.11). Електронний блок, який міститься в цих приладах по параметрах ударного імпульсу, що надходять від склерометру, оцінює твердість і пружно-пластичні властивості матеріалу і встановлює відповідний клас бетону за міцністю.



Рис. 6.11. Прилад ПІС-МГ



Дія приладів, що працюють за *методом пластичних деформацій* (молоток К.П. Кашкарова, прилади ДПГ-4, ДПГ-5 та ін.) (рис. 6.12) полягає у вимірюванні діаметра відбитку на бетонній поверхні при вдавлюванні індентора (штампа) під дією навантаження. Вдавлювання штампа відбувається під дією удару, який здійснюється за допомогою спеціальної пружини, вільного падіння маятника і т.д. В якості бойка зазвичай застосовують сферичні наконечники певного діаметру, які утворюють на поверхні бетону відбитки сферичної форми. діаметр відбитку повинен становити від 20 до 70% діаметру індентора. Найбільш точні результати за цим методом отримують якщо при ударі одержують два відбитки – на бетоні ( $d_b$ ) і на еталоні ( $d_e$ ), в якості якого застосовують сталевий стержень із відомим показником твердості. Міцність бетону визначають за градуювальною кривою залежно від відношення  $d_b/d_e$  (рис. 6.12) Принцип дії таких приладів реалізований в широко розповсюджених молотках конструкції К.П. Кашкарова.



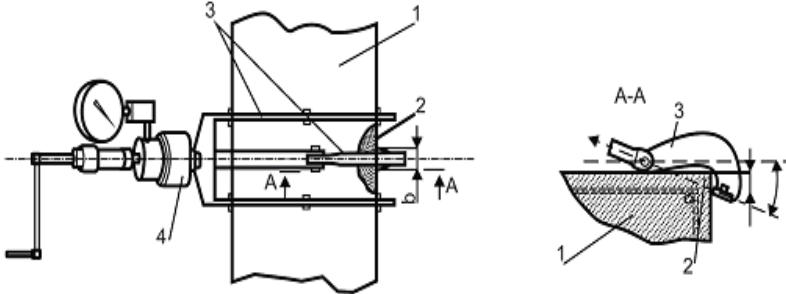
Границя міцності, МПа

**Рис. 6.12.** Молоток конструкції К.П. Кашкарова:

- а – загальний вигляд; б – градуювальний графік; 1 – корпус;  
2 – стакан; 3 – головка; 4 – пружина; 5 – кулька; 6 – стержень;  
 $d_b$  – діаметр відбитку на бетоні;  $d_e$  – діаметр відбитку еталону



За методами відриву, відриву зі сколюванням і сколювання ребра (*методи місцевих руйнувань*) застосовують гідравлічні преси – насоси (ГПНВ-5, ГПНС-4 та ін.) (рис. 6.13), які здатні через поршень, що переміщується під тиском в робочому циліндрі створювати необхідні зусилля.



**Рис. 6.13** Прилад для випробування методом сколювання ребра: 1 – конструкція, що випробовується; 2 – бетон, що сколюється; 3 – пристрій УРС; 4 – прилад ГПНС-4

При застосуванні *методу відриву* на попередньо зачищену поверхню бетону епоксидним клеєм приклеюють сталевий диск, який має з одного боку стержень з гвинтовою нарізкою. При відриві разом із диском відривається частина бетону. Для визначення міцності бетону на стиск вимірюють величину умовного напруження в бетоні при відриві:

$$\sigma_g = F / P_g, \quad (6.13)$$

де  $F$  – вивірне зусилля;

$P_g$  – площа проекції поверхні відриву бетону на площу диску.

Результати випробувань не враховують, якщо при відриві бетону була оголена арматура або площа проекції поверхні відриву склала менше ніж 80% площі диску.

*Метод відриву зі сколюванням* ґрунтується на залежності між міцністю бетону на стиск і зусиллям, яке необхідне для виривання з бетону спеціального анкерного пристрою (рис.6.14). Застосовують три типи анкерів: типу I, який



встановлюють на конструкції при бетонуванні, типів II і III – встановлюють у попередньо підготовлені шпури на конструкції.

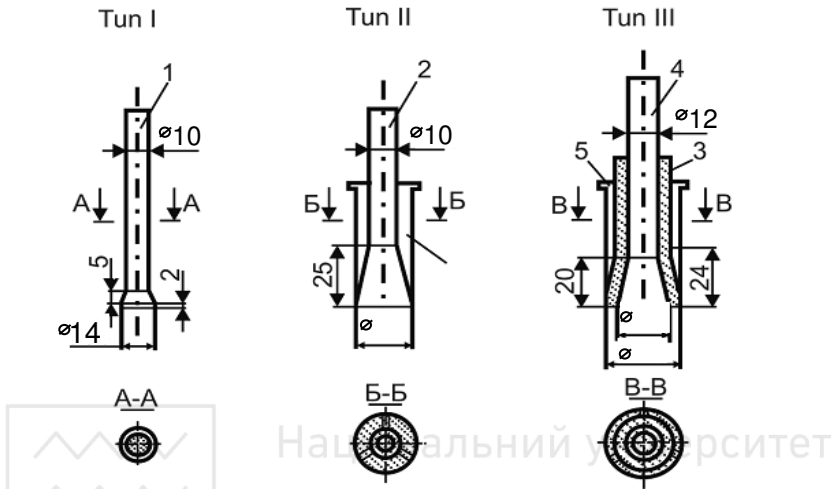


Рис. 6.14. Типи анкерних пристроїв:

- 1 – робочий стержень; 2 – робочий стрижень з розтискним конусом; 3 – робочий стержень з повним розтискним конусом; 4 – опорний стержень; 5 – сегментні рифлені шоби

Під час випробувань робочий поршень гідравлічних прес-насосів під дією певного тиску в циліндрі передає на анкерний пристрій необхідне виривне зусилля.

При застосуванні анкерних пристроїв, міцність бетону  $f_{cm}$  можна обчислювати за градуальною залежністю за формулою:

$$f_{cm} = m_1 m_2 F_p, \quad (6.14)$$

де  $m_1$  – коефіцієнт, що враховує максимальний розмір крупного заповнювача в зоні відривання і приймається рівним 1 при крупності заповнювача менше ніж 50 мм і 1,1 при крупності 50 мм і більше;

$m_2$  – коефіцієнт пропорційності для переходу від виривного зусилля кН, до міцності бетону, МПа;

$F_p$  – виривне зусилля анкерного пристрою, кН.



При випробуванні важкого бетону міцністю 10 МПа і більше та керамзитобетону міцністю від 5 МПа до 40 МПа значення коефіцієнта пропорційності  $m_2$  приймають за ДСТУ Б В. 2.7 – 220:2009. Він залежить від умов тверднення бетону, типу анкерного пристрою, глибини його закладання, виду бетону.

*Метод сколювання ребра* базується на вимірюванні зусилля сколювання бетону в ребрі конструкції. Випробувальне обладнання для реалізації цього методу включає прилад типу ГПНВ- 5 або ГПНС-4 з силовимірювачем і додатковий пристрій УРС (рис. 6.13). Після закріплення на конструкції цього пристрою на нього передають зусилля і завантаження продовжують до моменту сколювання частини ребра з фіксацією максимального зусилля.

Міцність бетону за даним методом обчислюється за формулою:

$$f_{cm} = 0,058m(30P + P^2), \quad (6.15)$$

де  $m$  – коефіцієнт, що враховує максимальний розмір крупного заповнювача та приймається рівним 1 при крупності зерен заповнювача менше ніж 20 мм;

1,05 від 20 мм до 30 мм і 1,1 від 30 мм до 40 мм;  $P$  – зусилля сколювання, кН.

При застосуванні методів ударного імпульсу і пластичної деформації відстань від місць проведення випробування до арматури має бути не менше ніж 50 мм. Прилади розташовують так, щоб зусилля прикладалися перпендикулярно до випробовуваної поверхні. При випробуванні методами відриву, відриву зі сколюванням і сколюванням ребра ділянки повинні розташовуватись у зоні найменших напружень, що викликаються експлуатаційним навантаженням або зусиллям обтискування попередньо напруженої арматури.

Число випробувань на контрольованій ділянці та інші умови, що нормуються залежно від методу неруйнівного контролю, приведені в табл. 6.7.





Таблиця 6.7

Умови випробувань неруйнівними методами

Найменування методу	Число випробувань на ділянці	Відстань між місцями випробувань, мм	Відстань від краю конструкції до місця випробувань, мм	Товщина конструкції, мм
Пружний відскок	5	30	50	100
Ударний імпульс	10	15	50	50
Пластична деформація	5	30	50	70
Відрив	1	2 діаметри диска	50	50
Сколювання ребра	2	200	-	170
Відрив зі сколюванням	1	5 глибин відриву	150	Подвоєна глибина встановлення анкера

На точність вимірювання міцності бетону неруйнівними методами можуть впливати такі фактори як склад цементу, тип заповнювача, умови тверднення, вік бетону, вологість і температура поверхні, карбонізація поверхневого шару бетону та ін.

Найбільш точними з методів неруйнівного контролю міцності є методи місцевих руйнувань. Недоліками цих методів є підвищена трудомісткість, неможливість застосування в густоармованих конструкціях, часткові пошкодження поверхні конструкцій. Прилади, що базуються на методах місцевих руйнувань застосовуються переважно в монолітному домобудуванні і при обстеженні конструкцій будівель і споруд.

*Градувальна залежність між міцністю бетону і непрямою характеристикою міцності може мати вигляд графіка, таблиці або формули. При застосуванні методів пружного відскоку, ударного імпульсу, пластичної деформації і відриву*



градувальні залежності встановлюють безпосередньо для кожного виду бетону при зміні виду цементу і його витрати більш ніж  $\pm 20\%$ , крупного заповнювача більше ніж на  $\pm 10\%$ . Для методів відриву, відриву зі сколюванням і сколювання ребра допускається встановлювати єдину градувальну залежність, яка корегується при зміні виду та розміру фракції крупного заповнювача, технології ущільнення, умов тверднення, застосуванні добавок.

Градувальну залежність встановлюють на основі результатів випробувань зразків-кубів спочатку неруйнівним методом, а потім за ДСТУ Б В. 2.7 –214: 2009. При встановленні градувальної залежності при застосуванні методу відриву зі сколюванням непряму характеристику міцності визначають на додатково виготовлених зразках-кубах, а за ДСТУ Б В. 2.7-214:2009 випробовують зразки основних серій. Використовують не менше 15 серій зразків-кубів, або 30 окремих зразків-кубів, які виготовляють протягом не менше п'яти діб із бетону одного складу і при тій же технології що і конструкції, які підлягають контролю. П'ять серій зразків рекомендується виготовляти із бетонної суміші, що відрізняється від проектної цементно-водним відношенням у межах плюс 0,4 і п'ять серій у межах 0.4. Розміри зразків вибирають у відповідності з найбільшою крупністю заповнювача. При застосуванні методів відриву і сколювання ребра конструкції розміри зразків мають бути  $200 \times 200 \times 200$  мм, інших методів – не менше  $100 \times 100 \times 100$  мм.

Непряму характеристику міцності визначають на бокових поверхнях зразків (за напрямом бетонування). Вік зразків, що використовуються при встановленні градувальної залежності, для методів відскоку, ударного імпульсу та пластичної деформації не повинен відрізнятися від встановленого терміну випробувань конструкцій більше ніж:

- на 40 % – при контролі міцності бетону природного тверднення;
- в два рази – при контролі міцності бетону після теплової обробки.

Температура бетону окремих зразків при визначенні непрямой характеристики не повинна відрізнятися від середньої



температури зразків і температури конструкцій більш ніж на  $\pm 10$  °С. Відносна вологість зразків не повинна відрізнятися від вологості конструкцій більш ніж на  $\pm 2\%$ .

Число вимірювань на кожному зразку для методів відскоку і пластичної деформації при ударі повинно бути не менше п'яти, а відстань між місцями ударів не менше 30 мм; для методу ударного імпульсу – не менше десяти, а відстань між місцями ударів – не менше 15 мм.

При встановленні градууювальної залежності методами відриву зі сколюванням і сколювання ребра проводять по одному випробуванню відповідно на кожній боковій грані або на кожному боковому ребрі.

При випробуванні методами відскоку, ударного імпульсу, пластичної деформації при ударі зразки повинні бути затиснуті в пресі зусиллям  $(30 \pm 5)$  кН.

При встановленні градууювальних залежностей рівняння “непряма характеристика – міцність” приймають лінійним за видом:

$$f_H = a_0 + a_1 \cdot H, \quad (6.16)$$

де  $f_H$  – міцність бетону, МПа;

$H$  – непряма характеристика.

Коефіцієнти  $a_0$  і  $a_1$  розраховуються за формулами:

$$a_0 = f_{cm} - a_1 \cdot \bar{H}; \quad (6.17)$$

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^n (H_i - \bar{H}) \cdot (f_i - f_{cm})}{\sum_{i=1}^n (H_i - \bar{H})^2}. \quad (6.18)$$

Середні значення міцності  $f_{cm}$ , що визначені шляхом випробування зразків і непрямих характеристик  $\bar{H}$ , які необхідні для визначення цих коефіцієнтів, розраховують за формулами:



$$f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^N f_i}{N}, \quad (6.19)$$

$$\bar{H} = \frac{\sum_{i=1}^N H_i}{N}, \quad (6.20)$$

де  $f_i$ ,  $H_i$  – відповідно значення міцності і непрямой характеристики для окремих серій;

$N$  – число серій (або окремих зразків), які використані для побудови градууювальної залежності.

Після побудови градууювальної залежності за формулою (6.16) виконують її коригування шляхом відбракування одиночних результатів випробувань, що не задовольняють умові:

$$\frac{|f_i - f_{i,H}|}{S} \leq 2, \quad (6.21)$$

де  $S$  – залишкове середнє квадратичне відхилення, що визначається за формулою:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_{i,H})^2}{N - 2}}, \quad (6.22)$$

де  $f_{i,H}$  – міцність бетону в  $i$ -й серії зразків, що визначена за градууювальною залежністю за формулою:

$$f_{i,H} = a_0 + a_1 \cdot H_i. \quad (6.23)$$

Після відбракування градууювальну залежність встановлюють знову за формулами (6.16...6.18) за залишковими результатами випробування.

Градууювальна залежність повинна мати середнє квадратичне (залишкове) відхилення  $S$ , що не перевищує 12% при використанні серії зразків або 15% при використанні окремих зразків від середнього значення міцності  $f_{cm}$ . Якщо



$\frac{s}{f_{cm}} \times 100\% \geq 12\% (\text{або } 15\%)$ , то проведення контролю та оцінка

міцності за отриманою залежністю не допускається.

Перевірку градуєвальної залежності проводять не рідше одного разу за два місяці. Для цього виготовляють не менше 6 серій зразків. Для кожної серії зразків визначають одиничні значення непрямої характеристики  $H_i$  і міцності бетону за даними випробування на пресі  $f_i$ .

Відповідно до встановленої градуєвальної залежності за отриманими характеристиками визначають міцність бетону. Обчислюють середнє значення непрямих характеристик за формулою:

$$\bar{H}_{(n)} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{N}, \quad (6.24)$$

де  $n$  – число серій зразків, які випробувані для перевірки градуєвальної залежності.

Потім розділяють випробувані серії зразків на дві групи.

До першої групи відносять серії зразків, одиничні значення непрямої характеристики яких не перевищують їх середнє значення  $H_{m(n)}$ :

$$H_i \leq \bar{H}_{(n)}.$$

До другої групи відносять усі інші серії, тобто ті, у яких:

$$H_i > \bar{H}_{(n)}.$$

Градуєвальна залежність допускається до подальшого застосування при одночасному виконанні наступних умов.

1) Різниця  $f_i - f_{i,H}$  не має однакового знака в п'ятьох із шести випробуваних серій зразків.

2) Середнє квадратичне відхилення ( $S_n$ ) міцності бетону у випробуваних серіях, що визначене за формулою:

$$S_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_{i,H})^2}{n-1}}, \text{ не повинно перевищувати більш ніж у}$$



півтора рази середнє квадратичне відхилення градуовальної залежності, що використовувалась –  $S_n \leq 1,5S$ .

3) Значення різниці ( $f_i - f_{i,H}$ ) не повинно мати однакового знаку для серій зразків першої і другої груп.

При невиконанні хоча б однієї з умов градуовальної залежності встановлюють заново.

Значення міцності бетону, яке визначене за градуовальною залежністю, встановленої для бетону, який відрізняється від випробовуваного, множать на коефіцієнт  $K_c$ , значення якого визначають за формулою:

$$K_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_i}{\sum_{i=1}^n f_{i,H}}, \quad (6.25)$$

де  $f_i$  – міцність бетону (МПа) в ділянці, що визначається методами відриву зі сколюванням, сколювання ребра або випробуванням кернів згідно з ДСТУ Б В.2.7-214;

$f_{i,H}$  – те ж саме методами пружного відскоку, ударного імпульсу або пластичної деформації;

$n$  – число ділянок, що приймається не менше трьох.

Значення міцності бетону не повинно відрізнятися від середнього значення за градуовальною залежністю більше ніж на 30%.

Визначене з використанням коефіцієнта  $K_c$  значення міцності бетону, може бути використано лише в тому випадку, якщо отримане з урахуванням цього коефіцієнта воно не виходить за межі значень, що можуть бути визначені за градуовальною залежністю.

**Приклад 6.3.** *Розрахувати градуовальну залежність при визначенні міцності методом відскоку за допомогою склерометру.*

Для встановлення залежності між значеннями відскоку та міцністю бетону було випробувано на протязі 5 діб 20 серій



зразків-кубів розміром  $100 \times 100 \times 100$  мм ( $N=20$ ). Середні результати по кожній серії приведені в табл. 6.8.

Середнє значення міцності  $f_{m(N)}$  та значення відскоку  $H_{m(N)}$  обчислюємо за формулами:

$$f_{cm} = \frac{18,7 + 26,7 + \dots + 21}{20} = 24,5 \text{ МПа};$$

$$\bar{H} = \frac{17,7 + 18 + \dots + 17,32}{20} = 18,2.$$

За формулами (6.17) та (6.18) визначимо значення коефіцієнтів  $a_1$  і  $a_0$ :

$$a_1 = \frac{(17,7 - 18,2) \cdot (18,7 - 24,5) + (18 - 18,2) \cdot (26,7 - 24,5) + \dots + (17,3 - 18,2) \cdot (21 - 24,5)}{(17,7 - 18,2)^2 + (18,6 - 18,2)^2 + \dots + (17,3 - 18,2)^2} = 3,5;$$
$$a_0 = 24,5 - 3,5 \cdot 18,2 = -39,2.$$

Градувальну залежність представляємо у вигляді рівняння:

$$f_H = 3,5 \cdot H - 39,2.$$

Значення міцності  $f_{iH}$ , які обчислені за градувальною залежністю, приведені в табл. 6.8.

Залишкове середнє квадратичне відхилення, визначено за формулою:

$$S = \sqrt{\frac{(18,7 - 22,75)^2 + (26,7 - 25)^2 + \dots + (21 - 23,5)^2}{20 - 2}} = 2,36 \text{ МПа}.$$



Таблиця 6.8

Середні результати досліджень

Номер серії	Значення непрямої характеристики, Н	Міцність бетону, МПа			$\frac{ f_{iH} - f_i }{S}$	
		за результатами на стиск $f_i$	за градуовальною залежністю $f_{iH}$		до відбракування	після відбракування
			до відбракування	після відбракування		
1	17,7	18,7	22,75	22,72	1,72	1,91
2	18,6	26,7	25,90	25,96	0,34	0,35
3	17,8	24,0	23,10	23,08	0,38	0,44
4	18,1	23,6	24,15	24,16	0,23	0,27
5	16,0	16,0	16,80	16,60	0,34	0,29
6	19,2	27,6	28,00	28,12	0,17	0,25
7	17,8	25,3	23,10	23,08	0,93	1,06
8	19,6	32,2	29,40	29,56	1,19	1,26
9	18,8	26,5	26,60	26,68	0,04	0,09
10	17,8	22,2	23,10	23,08	0,38	0,42
11	16,4	18,4	18,20	18,04	0,08	0,17
12	19,2	31,8	28,00	28,12	1,61	1,75
13	18,5	23,5	25,55	25,60	0,87	1,00
14	19,1	24,4	27,65	27,76	1,38	1,60
15	17,6	20,4	22,40	22,36	0,85	0,93
16	19,2	31,3	28,00	28,12	1,40	1,51
17	18,4	24,9	25,20	25,24	0,13	0,17
18	18,8	26,2	26,60	26,68	0,17	0,23
19	17,2	25,8	21,00	-	2,03	-
20	17,3	21,0	21,35	21,28	0,15	0,13

Порівнюючи значення фактичної міцності  $f_i$  у серіях зразків із міцністю  $f_{iH}$ , яка визначена за градуовальною залежністю встановлюємо, що умова формули (6.21) не виконується для серії 19, яка підлягає відбракуванню.





За 19 серіями зразків, що залишилися визначаємо нові значення  $f_{cm}$ ,  $\bar{H}$  та коефіцієнти  $a_0$ ,  $a_1$ :

$$f_{cm} = 24,5 \text{ МПа}, \quad \bar{H} = 18,2; \quad a_1 = 3,6; \quad a_0 = -41.$$

Визначаємо значення  $f_{iH}$  (див. табл. 6.8) та обчислюємо середнє квадратичне відхилення  $S=2,1$  МПа.

Для скоректованої градууювальної залежності по всім серіям зразків умова формули  $\left(\frac{|f_i - f_{iH}|}{S}\right) \leq 2$  тепер задовольняється. Таким чином подальше корегування проводити не потрібно. Градууювальну залежність, яку шукаємо, представляємо у вигляді рівняння:

$$f_n = 3,6H - 41.$$

За формулою  $\frac{S}{f_{cm}} \times 100\%$  визначимо похибку отриманої залежності. Оскільки  $\frac{2,1}{24,5} \cdot 100\% = 8,57 < 12\%$ , то визначення міцності бетону за встановленою градууювальною залежністю може проводитися за стандартом.

### 6.3. Ультразвуковий метод

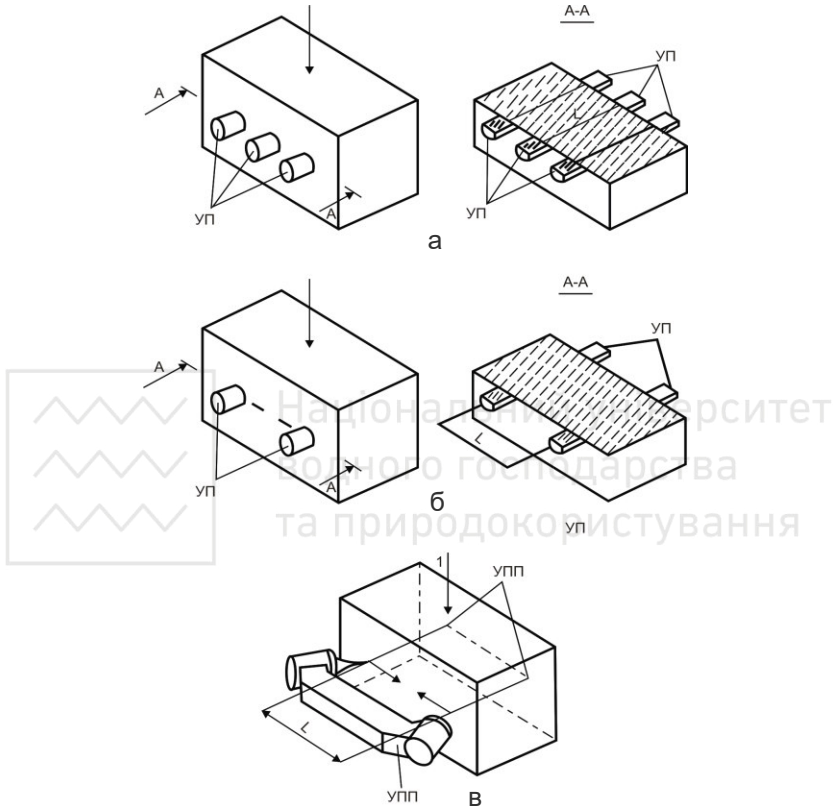
*Ультразвуковий метод (ДСТУ Б В.2.7 – 226:2009)* базується на зв'язку між міцністю бетону та швидкістю поширення ультразвукових коливань. Цей метод застосовують для прискореного визначення міцності бетону на стиск класів С8/10...С30/37 збірних і монолітних конструкцій і споруд. Його застосовують також для визначення міцності бетону в пресі тверднення в теплових установках або в природних умовах.

Ультразвукові вимірювання в бетоні виконують способами наскрізного або поверхневого прозвучування (рис.6.15).

Міцність бетону монолітних конструкцій визначають наскрізним прозвучуванням. Для визначення швидкості



ультразвукових коливань (“швидкості ультразвуку”) необхідно знати час проходження ультразвуку на ділянці певної довжини, яку називають базою прозвучування.



**Рис. 6.15.** Схеми випробування призм при ультразвуковому прозвучуванні:

*а* – схема випробування призм способом наскрізного прозвучування; *б*, *в* – схема випробування призм способом поверхневого прозвучування; *УП* – ультразвукові перетворювачі; *1* – напрямок формування; *L* – база прозвучування; *УПП* – пристрій для поверхневого прозвучування з механічно з'єднаних на постійній базі ультразвукових перетворювачів з насадками для точкового контакту з бетоном



При вимірюванні часу поширення ультразвуку способом наскрізного прозвучування ультразвукові перетворювачі встановлюють із протилежних сторін зразка або конструкції відповідно до рис. 6.15 а.

Швидкість ультразвуку ( $v$ ) у м/с, обчислюють за формулою:

$$v = \frac{L}{T} \cdot 10^3, \quad (6.26)$$

де  $T$  – час поширення ультразвуку, мкс;

$L$  – відстань між центрами установки перетворювачів (база прозвучування), мм.

При вимірюванні часу поширення ультразвуку способом поверхневого прозвучування ультразвукові перетворювачі встановлюють на одній стороні зразка або конструкції (рис.6.15б, в).

Для визначення коефіцієнту переходу ( $K$ ) від швидкості ультразвуку при наскрізному до швидкості при поверхневому прозвучуванні виготовляють не менше шести призм розміром не менше  $100 \times 100 \times 200$  мм із різних замісів бетону номінального складу, за тією ж технологією і при тому ж режимі тверднення, що і конструкції.

Вимірюють час поширення ультразвуку в кожній призмі способом наскрізного і поверхневого прозвучування при постійній базі не менше ніж 120 мм.

Коефіцієнт переходу ( $K$ ) обчислюють за формулою:

$$K = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n K_i, \quad (6.27)$$

де  $K_i$  – значення коефіцієнта переходу, що визначене за результатами випробувань  $i$ -го зразка за формулою:

$$K_i = \frac{v_i}{v_{i,нов}}, \quad (6.28)$$

де  $v_i, v_{i,нов}$  – середні значення швидкостей ультразвуку в  $i$ -ому зразку при наскрізному і поверхневому способах прозвучування;



$n$  – загальне число призм, випробуваних для визначення коефіцієнта переходу  $K$ .

Ультразвукові вимірювання, для визначення коефіцієнта  $K$ , можна проводити на ділянці контрольованих конструкцій, що допускають технічну можливість як наскрізного, так і поверхневого способів прозвучування. Число ділянок вимірювань повинно бути не менше шести.

Міцність бетону в контрольованих ділянках конструкцій при поверхневому прозвучуванні з урахуванням коефіцієнта  $K$  визначають за градувальною залежністю “швидкість ультразвуку-міцність”.

База прозвучування повинна бути однаковою при визначенні коефіцієнта переходу і проведенні контролю міцності бетону в конструкціях та не повинна перевищувати 400 мм.

Середнє квадратичне відхилення ( $S_k$ ) коефіцієнта переходу обчислюють за формулою:

$$S_K = (K_{\max} - K_{\min}) K_1, \quad (6.29)$$

де  $K_{\max}$ ;  $K_{\min}$  – максимальне і мінімальне зі значень коефіцієнтів  $K_i (1 \leq i \leq n)$ ;

$k_1$  – коефіцієнт, значення якого залежить від числа призм ( $n$ ).  
При  $n=6$ ;  $k_1=2,51$ ;  $n=8$ ;  $k_1=3,47$ ;  $n=10$ ;  $k_1=4,35$ .

Ультразвукові випробування виконують при плюсовій температурі. Допускається проведення випробувань при від’ємній температурі, але не нижче ніж  $-10^\circ\text{C}$  за умови, що в процесі подальшого збереження зразків, відносна вологість повітря не перевищує 70%.

Згідно ДСТУ Б В.2.7-226:2009 для ультразвукових вимірювань рекомендуються прилади: УК-14ПМ, УК-ЮПМС, УК-39 та ін. При їх виборі необхідно враховувати діапазон вимірювання часу розповсюдження ультразвукових коливань, мкс: для УК-14 ПМ він становить 20...9000, УК-ЮПМС – 8...9999, УК-39 – 15...999 (рис. 6.16).



**Рис. 6.16.** Ультразвуковий прилад для контролю міцності  
Пульсар-1.0

Прилади для ультразвукового контролю складаються з п'яти основних частин (рис. 6.17):

- системи збудження, яка включає електронний генератор високочастотних імпульсів і випромінювач, що перетворює електричні імпульси в ультразвукові механічні коливання;

- системи прийому, в якій ультразвукові коливання знову перетворюються в електричні імпульси, які направляються в підсилювач;

- системи вимірювання або індикатора, в якості якого застосовують зазвичай електронно-променеву трубку;

- електронний пристрій, в якому моделюється процес розповсюдження ультразвуку в бетоні;

- мікросекундоміра.

Границя допустимої абсолютної похибки вимірювань часу поширення ультразвуку на стандартних зразках, що входять у комплект приладу, не повинна перевищувати значення:

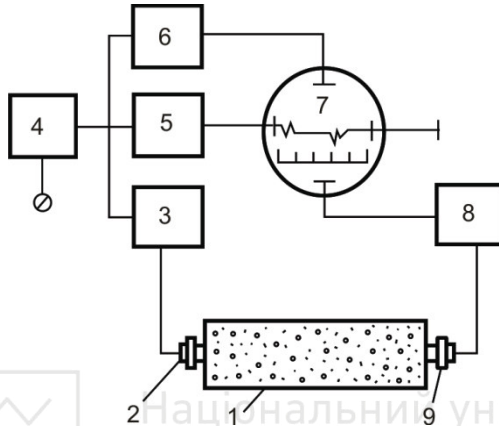
$$\Delta = \pm (0,01\tau + 0,1),$$

де  $\tau$  – час поширення ультразвуку, мкс.

Між бетоном і робочими поверхнями ультразвукових перетворювачів має бути забезпечений надійний акустичний контакт, для чого застосовують в'язкі матеріали (солідол,



технічний вазелін тощо). Застосовують також перехідні пристрої або прокладки, що забезпечують сухий спосіб акустичного контакту.



**Рис. 6.17.** Схема ультразвукового імпульсного приладу:  
1 – бетонний зразок; 2 – випромінювач; 3 – генератор імпульсів;  
генератор; 5 – електронний пристрій для моделювання  
розповсюдження ультразвуку в бетоні; 6 – генератор міток; 7 –  
електронно-променева трубка; 8 – підсилювач; 9 – приймач

Прилади для контролю міцності при прискореному твердненні бетону укомплектовують термостійкими перетворювачами, що кріплять на бортовому оснащенні форми, або акустичними зондами, що занурюються в бетонну суміш.

Вимірювання часу поширення ультразвуку в бетоні конструкцій виконується в перпендикулярному напрямку до ущільнення бетону і до робочої арматури. Відстань від краю конструкції до місця установлення ультразвукових перетворювачів має бути не меншою ніж 30 мм. Концентрація арматури уздовж обраної лінії прозвучування не повинна перевищувати 5 %.

Допускається прозвучування уздовж лінії, розташованої паралельно до робочої арматури, якщо відстань від цієї лінії до арматури складає не менше ніж 0,6 від довжини бази.



Градувальна залежність встановлюється на основі даних паралельних випробувань одних і тих самих ділянок конструкцій ультразвуковим методом і методом відриву зі сколюванням або механічних випробувань зразків, що вирізані (вибурені) з відповідних ділянок.

Можливо також градувальну залежність “швидкість ультразвуку ( $v$ ) – міцність” побудувати за результатами ультразвукових вимірювань на спеціально виготовлених бетонних зразках-кубах і механічних випробувань тих же зразків на стиск. Випробування здійснюються не менше ніж на 15 серіях зразків-кубів. Рекомендується випробовувати зразки при двох значеннях тривалості тверднення. В кожному віці випробовують не менше чотирьох серій зразків.

Час поширення ультразвуку в зразках при встановленні градувальної залежності “швидкість ультразвуку – міцність” вимірюють способом наскрізного прозвучування (рис. 6.15). Градувальну залежність “ час – міцність”, встановлюють при випробуванні конструкцій способом поверхневого прозвучування. Допускається також використовувати градувальну залежність “швидкість – міцність” з врахуванням коефіцієнту переходу (6.27).

База прозвучування повинна бути не меншою ніж 100 мм. Допускається базу прозвучування зменшити до 70 мм при проведенні контролю дрібнозернистих бетонів і бетону на різних стадіях тверднення (швидкість ультразвуку менше ніж 2000 м/с).

Градувальні залежності встановлюють у вигляді графіка (або таблиці), побудованого за рівнянням:

- лінійного виду:

$$f_x = a_0 + a_1 x, \quad (6.30)$$

$$\text{при } f_{\max} - f_{\min} \leq 2f_{cm}(60 - f_{cm})/100;$$

- експоненціального виду:

$$f_x = b_0 e^{b_1 x}, \quad (6.31)$$

де  $f_x$  – міцність, МПа,  $x$  – швидкість поширення ультразвуку, м/с.



$$a_0 = f_{cm} - a_1 \cdot \bar{x}; \quad (6.32)$$

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(f_i - f_{cm})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}; \quad (6.33)$$

$$b_i = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(\ln f_i - \ln f_{cm})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}; \quad (6.34)$$



$$b_0 = e^{(\ln f_{cm} - b_1 \bar{x})}; \quad (6.35)$$

$$f_{cm} = \frac{\sum_{j=1}^N f_j}{N}; \quad (6.36)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{j=1}^N X_j}{N} \quad (6.37)$$

$$\ln f_{cm} = \frac{\sum_{j=1}^N \ln f_j}{N}. \quad (6.38)$$

де  $f_{cm}$  – середня міцність зразків бетону, які випробовувались при встановленні градууювальної залежності, МПа;

$N$  – число серій зразків, що випробовувались при встановленні градууювальної залежності;

$f_j$ ,  $x_j$  – одиничні значення міцності, МПа і швидкості поширення ультразвуку для  $j$ -ї серії зразків.





Коригування встановленої градууювальної залежності виконують шляхом відбракування одиничних результатів випробувань, що не відповідають умові (6.21).

Після відбракування градууювальну залежність повторно встановлюють за результатами випробувань, що залишилися.

Коригування градууювальної залежності проводять доти, поки всі одиничні результати випробувань будуть відповідати умові (6.21).

Похибку визначення міцності бетону за встановленими градууювальними залежностями обчислюють за формулою:

$$S = \sqrt{S^2 + q^2 S_k^2}, \quad (6.39)$$

де  $S_k$  – середнє квадратичне відхилення коефіцієнта переходу (К). Якщо коефіцієнт переходу не використовують, то  $S_k=0$ .



$$q = \begin{cases} f_{cm} \ln \frac{f_{cm}}{b_0} \text{ для (2.68)} \\ f_{cm} - a_0 \text{ для (2.67)} \end{cases} \quad (6.40)$$

Якщо  $\frac{S}{f_{cm}} \cdot 100\% > 12\%$ , то визначення міцності бетону за

цим стандартом не допускається.

Перевірку градууювальної залежності виконують не рідше одного разу у два місяці.

Виготовляють не менше шести серій зразків. У кожній серії зразків визначають одиничні значення швидкості ультразвуку  $v_j$  і міцність  $f_j$ .

Обчислюють середнє значення швидкості ультразвуку  $\bar{v}$  усіх зразків, що випробовуються для перевірки градууювальної залежності.

Розділяють серії зразків на дві групи. До першої групи відносять серії зразків, одиничні значення швидкості ультразвуку яких не перевищують  $v_{m(n)}$ . Усі інші серії відносять до другої групи.

В подальшому градууювальну залежність допускається до застосування при одночасному виконанні таких умов:



1) різниця  $f_j - f_{j,v}$  не має однакового знаку в п'ятьох із шести послідовних серій зразків;

$$2) S_n < 1,5S_m, \text{ де } S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_j - f_{j,v})^2}{n-1}},$$

де  $n$  – число серій зразків, що випробовувались для перевірки градууювальної залежності;

3) різниця  $f_j - f_{j,v}$  не має однакового знаку для серій зразків першої і другої груп.

При невиконанні хоча б однієї з умов, градууювальну залежність встановлюють повторно.

Значення міцності бетону, визначене з використанням градууювальної залежності, яка встановлена для бетону, що відрізняється від випробуваного, множать на коефіцієнт  $K_c$ , який розраховують за формулою:

$$K_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_i}{\sum_{i=1}^n f_{i,v}}, \quad (6.41)$$

де  $f_i$  – міцність бетону в ділянці, що визначається методами відриву зі сколюванням або випробуванням кернів згідно з ДСТУ Б В.2.7-214;

$f_{i,v}$  – міцність бетону, що визначається ультразвуковим імпульсним методом;

$n$  – число ділянок, що приймається не менше трьох.

Уточнене значення міцності не повинно відрізнятися від середнього за градууювальною залежністю більше ніж на  $\pm 30\%$ , згідно ГОСТ 17624-87.

**Приклад. 6.4.** Розрахувати градууювальну залежність між швидкістю ультразвуку та міцністю. Міцність бетону класу С 20/25 контролювали у конструкції методом наскрізного прозвучування. Для встановлення градууювальної залежності між швидкістю ультразвуку та міцністю було випробувано



протягом 5 діб 20 серій зразків-кубів розміром  $100 \times 100 \times 100$  мм у віці від 4 до 8 год після теплової обробки.

Результати випробувань наведені в табл. 6.9.

Таблиця 6.9

Результати випробувань бетону для встановлення градієвальної залежності при ультразвуковому контролі міцності бетону

Номер серії	Швидкість ультразвуку, $v_j$ , м/с	Міцність бетону, МПа			$\frac{f_{jH} - f_j}{S}$	
		за результатами випробувань на стиск, $f_{j\phi}$	за градієвальною залежністю $f_{jH}$		до відбракування	після відбракування
			до відбракування	після відбракування		
1	4029	20,6	21,35	21,26	0,27	0,27
2	4371	26,0	31,65	-	2,02	-
3	4080	22,0	22,89	22,92	0,32	0,37
4	4097	26,3	23,40	23,47	-1,04	-1,14
5	4116	21,1	23,97	23,09	1,03	1,21
6	4137	23,4	24,60	24,77	0,43	0,55
7	4136	26,0	24,57	24,74	-0,51	-0,51
8	4187	26,4	26,11	26,40	-0,10	0
9	4195	29,2	26,35	26,66	-1,02	-1,03
10	4248	25,5	27,94	28,38	0,87	1,16
11	4232	28,5	27,46	27,86	-0,37	-0,26
12	4285	25,0	29,06	29,58	1,45	1,85
13	4267	31,6	28,52	29,00	-1,10	-1,05
14	4037	21,7	21,59	21,52	-0,04	-0,07
15	4316	34,3	30,00	30,59	-1,54	-1,50
16	4352	30,5	31,08	31,76	0,21	0,51
17	4398	36,9	32,46	33,26	-1,59	-1,47
18	4393	34,5	32,31	33,09	-0,78	-0,57
19	4475	33,0	34,78	35,76	0,64	1,11
20	4436	33,3	33,60	34,49	0,11	0,48



Середнє значення міцності ( $f_{cm}$ ), МПа, та швидкості ультразвуку ( $\bar{v}$ ), м/с складає:

$$f_{cm} = \frac{20,6 + 26,0 + \dots + 33,3}{20} = 27,79;$$

$$\bar{v} = \frac{4029 + 4371 + \dots + 4436}{20} = 4239,4.$$

Мінімальне та максимальне значення міцності складають:  $f_{min}=20,6$  МПа і  $f_{max}=36,9$  МПа (1 і 17 серії зразків). Оскільки  $f_{max} \cdot f_{min} = 36,9 \cdot 20,6 = 16,3$  МПа, тобто менше ніж  $2 \cdot 27,79 \cdot \frac{60 - 27,79}{100} = 17,9$  МПа, то рівняння залежності, яку

шукають, приймають лінійним:

$$f_x = a_0 + a_1 x.$$

Визначають коефіцієнти  $a_0$  і  $a_1$  за формулами (2.54 та 2.55):

$$a_1 = \frac{(27,79 - 20,6)(4239,4 - 4029) + (27,79 - 26,0)(4239,4 - 4371) + \dots}{(4239,4 - 4029)^2 + (4239,4 - 4371)^2 + \dots + (4239,4 - 4436)^2} = 0,0301;$$

$$a_0 = 27,79 - 0,0301 \cdot 4239,4 = -99,92.$$

Таким чином градувальна залежність має вигляд  $f_n = 0,0301 v - 99,92$ . Значення міцності  $f_{jH}$ , розраховані за градувальною залежністю, приведені в табл. 6.9.

Залишкове середнє квадратичне відхилення, яке визначене за формулою складає:

$$S = \sqrt{\frac{(20,6 - 21,35)^2 + (26,0 - 31,65)^2 + \dots + (33,3 - 33,6)^2}{18}} = 2,8 \text{ МПа}.$$

Порівнюючи значення фактичної міцності  $f_j$  в серіях зразків із міцністю  $f_{jH}$ , яка визначена за градувальною залежністю встановлюють, що умова не виконується для серії 2, яка підлягає відбракуванню.

За 19 серіями зразків, які залишилися, розраховують нові значення  $f_j$ ,  $\bar{v}$  і коефіцієнти скоректованої залежності  $a_0$  і  $a_1$ :

$$f_j = \frac{20,6 + 22,0 + \dots + 33,3}{19} = 27,88 \text{ МПа};$$



$$\bar{v} = \frac{4029 + 4080 + \dots + 4436}{19} = 4232,4 \text{ м/с};$$

$$a_1 = \frac{(27,88 - 20,6)(4232 - 4029) + (27,88 - 22,0)(4232,4 - 4080) + \dots + (27,88 - 34,49)(4232,4 - 4436)}{(4232,4 - 4029)^2 + \dots + (4232,4 - 4436)^2} = 0,0325;$$

$$a_0 = 27,88 - 0,0325 \times 4232,4 = -109,68.$$

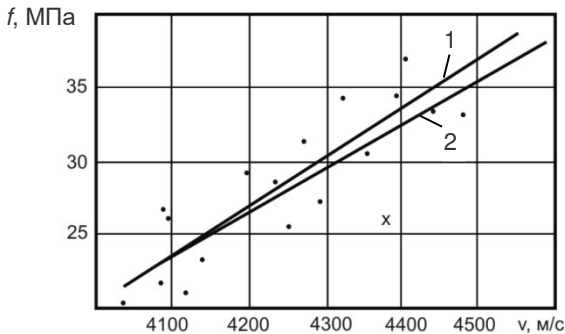
Визначивши значення  $f_{jH}$  розраховують середнє квадратичне відхилення:

$$S = \sqrt{\frac{(20,6 - 21,26)^2 + (22,0 - 22,92)^2 + \dots + (33,3 - 34,49)^2}{17}} = 2,48 \text{ МПа}$$

Для скоригованої градуовальної залежності  $\frac{|f_{j,x} - f_j|}{S} \leq 2\%$  за усіма серіями зразків. Таким чином, подальше коригування проводити не потрібно і градуовальна залежність, яку шукають, має вид:

$$f_H = 0,0325v - 109,68.$$

Графіки градуовальних залежностей до і після коригування приведені на рис. 6.18.



**Рис. 6.18.** Графіки градуовальних залежностей

1 – градуовальна залежність до відбракування; 2 – скоригована градуовальна залежність; x – відбраковані результати випробувань



## ЛІТЕРАТУРА

1. Ахвердов И.Н. Теоретические основы бетоноведения. - Мн.: Вища школа, 1991 – 188 с.
2. Баженов Ю.М. Бетоноведение. – М.: Изд-во АСВ, 2015. – 144 с.
3. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон.- М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.
4. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона.- М.: Стройиздат, 1962.- 96 с.
5. Большаков В.И., Дворкин Л.И. Строительное материаловедение. Днепропетровск: РВА "Дніпро-VAL", 2004.- 677 с.
6. Бужевич Г. А. Легкие бетоны на пористых заполнителях / Г. А. Бужевич. – М.: Стройиздат, 1970. – 272 с.
7. Венюа М. Цементы и бетоны в строительстве. -М.: Стройиздат, 1980. – 415 с.
8. Вознесенский В.А., Ляшенко Т.В., Огарков Б.Л. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ. – К: Вища школа, 1989. – 328 с.
9. Гершберг О. А. Технология бетонных и железобетонных изделий / О. А. Гершберг. – М. : Стройиздат, 1971. – 359 с.
10. Горчаков Г.И., Орендлихер Л.П., Савин Л.И. и др. Состав, структура и свойства цементных бетонов. - М.: Стройиздат, 1976. – 145 с.
11. Грушко И.М., Ильин А.Г., Рашевский С.Т. Прочность бетонов на растяжение. – Харьков: Изд-во ХГУ, 1973. – 155 с.
12. Грушко И.М., Ильин А.Г., Чихладзе Э.Д. Повышение прочности и выносливости бетона. - Харьков: Вища школа, 1986. – 149 с.
13. Дворкин Л. И., Дворкин О. Л. Основы бетоноведения. С. Пб. : Стройбетон, 2006. – 682 с.
14. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л., Гарницкий Ю.В., Житковский В.В. и др. Практическое руководство по бетону. – Кривой Рог: Кривбасцемент, 2006. – 240 с.
15. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Основы бетоноведения . С. Пб. : Стройбетон, 2006. – 682 с.



16. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л., Бордюженко О.М. и др. Практическое бетоноведение в вопросах и ответах (Справочник). – С.Петербург: ООО «Стройбетон», 2008. – 328 с.
17. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Испытания бетонов и растворов. Проектирование их составов. – М.: Инфра-
18. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Расчетное прогнозирование свойств и проектирование составов бетона. – М.: Инфра-Инженерия, 2015. – 386 с.
19. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Практическая методология проектирования состава бетона. – М.: Инфра-Инженерия, 2019. – 604 с.
20. Добролюбов Г. Прогнозирование долговечности бетона с добавками / Г. Добролюбов, В. Б. Ратинов, Т. И. Розенберг. – М.: Стройиздат, 1983. – 212 с.
21. Кайсер Л. А. Цементы и их рациональное использование при производстве сборных железобетонных изделий / Л. А. Кайсер, Р. С. Чехова. – М.: Стройиздат, 1972. – 80 с.
22. Лещинский М.Ю. Испытания бетона. – М.: Стройиздат, 1980. – 360 с.
23. Мчедлов-Петросян О. П. Химия неорганических строительных материалов / О. П. Мчедлов-Петросян. – М.: Стройиздат, 1988. – 304 с.
24. Невилль А.М. Свойства бетона. – М.: Стройиздат, 1972. – 344 с.
25. Рамачандран В., Фельдман Р., Бодуэн Дж.- Наука о бетоне. – М.: Стройиздат, 1986. – 278 с.
26. Ратинов В. Б. Химия в строительстве / В. Б. Ратинов, Ф. М. Иванов. – М.: Стройиздат, 1977. – 218 с.
27. Рекомендации по применению методов математического планирования эксперимента в технологии бетона. – М.: НИИЖБ, 1982. – 102 с.
28. Сизов В.П. Проектирование составов тяжелого бетона. – М.: Стройиздат, 1980. – 144 с.
29. Optimization Methods for Material Design of Cement-based Composites./ Ed. A.M. Brandt – E&FN Spon, 1998. – 328 p.
30. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Mathematical Experiments



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Planning in Concrete Technology. Nova Science Publishers ,  
New York, USA, 2012. p. 172.

31. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Multi-Parametric Concrete Compositions Design. Nova Science Publishers, New York, USA, 2013, p. 223.
32. Dvorkin L., Dvorkin O., Basics of concrete science. Amazon, (Kindle edition) 382 p.,2011/(e-book).
33. Edward G., Nawy P. Fundamentals of High – Performance Concrete: - Willy, 2001
34. Lea's Chemistry of cement and concrete, ed.by Peter C.Hewlett, 1998.- 1008 с.
35. Orchard D.F. Concrete Technology. – London, 1979.- Vol.1,2.- 1033 p.



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування





## З М І С Т

	Стор.
Передмова.....	3
1. ТЕОРІЇ МІЦНОСТІ БЕТОНУ.....	4
2. ТВЕРДІННЯ І ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ БЕТОНУ.....	24
2.1. Твердіння і структура цементного каменю.....	24
2.2. Вплив заповнювачів на формування структури бетону	54
2.3 Вплив добавок на структуроутворення бетону.....	63
3. РОЗРАХУНКОВЕ ПРОГНОЗУВАННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ.....	81
3.1. Міцність бетону і правило водоцементного відношення.....	81
3.2. Вплив заповнювачів на міцність бетону.....	98
3.3. Врахування умов і тривалості твердіння.....	115
3.4. Особливості прогнозування міцності легких бетонів....	141
3.5. Експериментально-статистичне моделювання міцності бетону.....	154
3.6. Приклади розрахункового прогнозування міцності бетону.....	158
4. ПРОЕКТУВАННЯ СКЛАДІВ БЕТОНІВ ІЗ ЗАДАНОЮ МІЦНІСТЮ.....	174
4.1. Основні параметри міцності бетону.....	174
4.2. Основні задачі.....	180
4.3. Розрахунок складів важких бетонів.....	186
4.4. Розрахунок складів легких бетонів.....	200
4.5. Приклади розрахунків складів бетону.....	223
5. ВИСОКОМІЦНІ БЕТОНИ.....	231
5.1. Шляхи отримання високоміцних бетонів.....	231
5.2. Високоміцні надшвидкотверднучі бетони.....	246
5.3. Проектування складів високоміцних бетонів.....	253
6. ВИПРОБУВАННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ.....	260
6.1. Визначення міцності бетону на контрольних зразках (ДСТУ Б В.2.7- 214:2009; ДСТУ Б В. 2.7-223:2009).....	260
6.2. Неруйнівні механічні методи визначення міцності бетону.....	277
6.3. Ультразвуковий метод.....	293



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Література.....	306
Зміст.....	309



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування