

Л.Й. Дворкін

Заслужений діяч науки і техніки України, професор,
доктор технічних наук

**СТІЙКІСТЬ БЕТОНУ ДО
ТЕМПЕРАТУРНО-ВОЛОГІСНИХ
ВПЛИВІВ**

Навчальний посібник

Київ 2023

УДК 691.32/.34:69.04(075)

Д24

Рецензенти:

Кровяков С.О., доктор технічних наук, професор, Одеська державна академія будівництва та архітектури;

Толмачов С.М., доктор технічних наук, професор, Харківський національний автомобільно-дорожній університет.

*Рекомендовано вченою радою навчально-наукового інституту будівництва та архітектури Національного університету водного господарства та природокористування.
(Протокол № 2 від 10 жовтня 2023р.)*

Дворкін Л.Й.

Д24 Стійкість бетону до температурно-вологісних впливів: навчальний посібник. – Київ: Каравела, 2023. 180 с.

ISBN

У навчальному посібнику з позиції наукового бетонознавства розглядаються особливості структури бетону та комплекс його властивостей, що визначають стійкість при температурно-вологісних впливах. У комплекс цих властивостей входять температуростійкість, морозостійкість, водонепроникність і корозійна стійкість бетону. Приведені розрахункові залежності, що визначають стійкість бетону у відповідних умовах та експериментальні методи випробувань.

Посібник призначено для студентів та аспірантів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів.

ISBN

УДК 691.32/.34:69.04(075)

© Дворкін Л.Й., 2023

© «Каравела», 2023

ЗМІСТ

	Стор.
ПЕРЕДМОВА	4
1. СТРУКТУРА ЦЕМЕНТНОГО БЕТОНУ	5
1.1. Мікроструктура бетону.....	5
1.2. Макроструктура бетону.....	11
1.3. Вплив добавок на структуроутворення бетону.....	19
2. ТЕМПЕРАТУРОСТІЙКІСТЬ БЕТОНУ	37
2.1. Термічна тріщиностійкість бетону.....	38
2.2. Стійкість бетону при нагріванні.....	47
2.3. Жаростійкі бетони.....	54
2.4. Визначення тепловиділення і стійкості бетону до дії високих температур.....	66
3. МОРОЗОСТІЙКІСТЬ БЕТОНУ	74
3.1. Механізм морозного руйнування бетону.....	74
3.2. Фактори, що впливають на морозостійкість бетону. Розрахункове прогнозування морозостійкості.....	82
3.3. Нормування морозостійкості бетону в конструкціях та спорудах.....	100
3.4. Експериментальне визначення морозостійкості бетону.....	106
4. ВОДОНЕПРОНИКНІСТЬ БЕТОНУ	127
4.1. Показники водонепроникності.....	127
4.2. Експериментальне визначення водонепроникності бетону.....	135
4.3. Розрахункове прогнозування показників водонепроникності. Вплив технологічних факторів....	143
5. КОРОЗІЙНА СТІЙКІСТЬ БЕТОНУ	152
5.1. Агресивні середовища.....	152
5.2. Види корозії бетону.....	157
5.3. Випробування корозійної стійкості бетону.....	167
ЛІТЕРАТУРА	178

ПЕРЕДМОВА

У сучасній будівельній практиці цементний бетон використовується для різних конструкцій та споруд, у тому числі призначених для складних експлуатаційних умов. Наукове бетонознавство пропонує комплекс технологічних рішень, що забезпечують довговічність бетону з урахуванням виду та особливостей механічних та фізико-хімічних впливів на нього. Важливою групою таких впливів є вплив підвищеної та знакозмінної температури, а також хімічних корозійних процесів у водному середовищі.

У посібнику висвітлено найважливіші положення бетонознавства спрямовані на забезпечення довговічності бетону при температурно-вологісних впливах. Знання цих положень, вміння використовувати їх на практиці безсумнівно є важливим як для фахівців, які будують будівельні об'єкти, так і для фахівців-технологів, які виготовляють бетон та конструкції на його основі.

Даний посібник не претендує на вичерпну повноту висвітлення проблеми, що розглядається і його потрібно використовувати з урахуванням нових наукових розробок, що постійно доповнюються, а також практичного досвіду.

Автор вдячний рецензентам посібника доктору технічних наук, професору Одеської державної академії будівництва та архітектури Кровякову С.О. та доктору технічних наук, професору Харківського національного автомобільно-дорожнього університету Толмачову С.М., зауваження та рекомендації яких враховано під час підготовки його до видання.

Також автор вдячний інженеру Киц Г.В. за технічну допомогу при підготовці посібника до видання.

1. СТРУКТУРА ЦЕМЕНТНОГО БЕТОНУ

Бетон – поліструктурна система. Зазвичай в ній виділяють *мікроструктуру*, що характеризує структуру цементного каменю і *макроструктуру* – структуру двокомпонентної системи – цементний камінь - заповнювач. Структуру цементний камінь – дрібний заповнювач (пісок) іноді розглядають як проміжну або *мезоструктуру*.

Структура бетону має вирішальний вплив на його властивості. Складні взаємозв'язки структури, складу та властивостей бетону, шляхи керування ними вивчає *бетонознавство* – наука, яка заснована наприкінці XIX ст. і стрімко розвивається нині як теоретична база сучасної технології бетону.

1.1. Мікроструктура бетону

Мікроструктуру бетону, представлену структурою цементного каменю, характеризують *морфологією*, тобто формою і розмірами частинок, що входять до нього і *пористістю* – кількістю, походженням, особливостями пор та розподілом їх за розмірами.

Тверді частинки цементного каменю включають продукти гідратації цементу та води, а також негідратовані зерна цементу.

Гідратована частина портландцементного каменю складається з субмікрокристалічної гідросилікатної маси, пронизаної кристалами гідроксиду кальцію та іншими продуктами гідратації цементу.

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) (рис.1.1). Зростаючи ці кристали поступово перекривають поровий простір. Гідросилікати кальцію відрізняються основністю (молярним відношенням CaO до SiO_2), яка залежить від концентрації CaO в рідкій фазі. При гідратації мінералів – силікатів цементу в цементній пасті якщо

рідка фаза насичена CaO ($\text{CaO} > 1,2$ г/л) утворюються гідросилікати складу C_2SH_2 із співвідношенням $\text{CaO}:\text{SiO}_2 > 1,5$, при концентрації $\text{CaO} = 0,08 \dots 1,12$ г/л утворюються гідрати зі зниженою основністю типу CSH(B).

Гідросилікати мають шарувату структуру (рис. 1.1); відстань між окремими їх шарами змінюється залежно від вмісту води та основності в межах $9,3 \dots 14 \cdot 10^{-8}$ см. Збільшення вмісту води призводить до збільшення відстані між шарами від $9,3$ до $14 \cdot 10^{-8}$ см, а підвищення основності – до зменшення від $13,7$ до $10,4 \cdot 10^{-8}$ см.

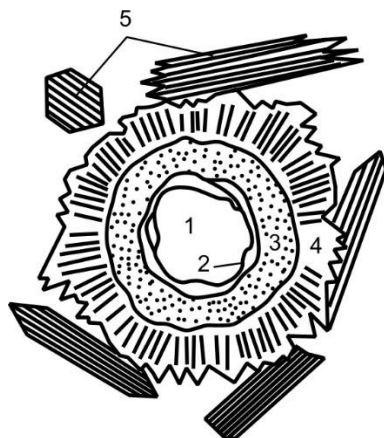


Рис. 1.1. Схематичне зображення зерна C_3S , що реагує з водою:
 1 – негідратоване ядро; 2 – первинний гідрат C_3SH_x ;
 3 – вторинні дрібнокристалічні гідросилікати кальцію (внутрішній продукт); 4 – третинні кристалічні гідросилікати кальцію (зовнішній продукт); 5 – окремі великі кристали, дендрити

При підвищеній температурі в умовах автоклавної обробки кристали гідросилікатів кальцію досягають значного розміру і стають помітними не тільки за допомогою електронного, але й світлового мікроскопу.

Поряд із гідросилікатами при гідратації в основному трикальцієвого силікату утворюється гідроксид кальцію. Він представлений тонкими гексагональними пластинками, які згодом групуються у більш масивні структури з втратою

гексагональної форми. У разі часткової карбонізації $\text{Ca}(\text{OH})_2$ у цементному камені з'являється кальцит.

Первинними продуктами гідратації алюмінатної фази цементу є переважно гексагональні *гідроалюмінати кальцію* типу C_4AH_{13} , які переходять у кубічний C_3AH_6 . Умовою стабільного існування C_4AH_{13} є пересичення рідкої фази іонами Ca^{2+} . Кубічна форма (C_3AH_6) може утворитися внаслідок безпосередньої гідратації C_3A при 80°C або вищій температурі. При низьких водотвердих відношеннях та високій температурі пряме утворення C_3AH_6 може суттєво підвищити міцність.

Залізовмісна фаза цементу гідратується в нормальних умовах з утворенням гексагональних та кубічних гідроалюмінатів кальцію, а також аморфного гідрофериту кальцію. Після автоклавної обробки алюмоферити кальцію дають кубічний гідроалюмінат, гідроксид кальцію та оксид заліза. Останній утворюється внаслідок розкладання аморфного гідрофериту кальцію.

Гіпс, що вводиться в цемент для регулювання строків тужавлення та підвищення активності силікатів, утворює залежно від концентрації $\text{Ca}(\text{OH})_2$ у рідкій фазі *гідросульфоалюмінати* три- або моносульфатної форми. Кристали гідросульфоалюмінату трисульфатної форми ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot3\text{CaSO}_4\cdot31\text{H}_2\text{O}$) – *етрингіту* мають голчасту або призматичну форму і утворюються поблизу поверхні зерен C_3A та в міжзерновому просторі. Кристали гідросульфоалюмінату моносульфатної форми ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaSO}_4\cdot12\text{H}_2\text{O}$) мають пластинчасту форму, вони утворюються при знижених концентраціях $\text{Ca}(\text{OH})_2$ та сульфату кальцію.

Еترینгіт нестійкий у водних розчинах із вмістом CaO менше $0,027$ г/л. У межах $70\text{...}110^\circ\text{C}$ він спочатку частково дегідратується, а потім розкладається з утворенням моносульфатної форми та гіпсу. Обидві форми гідросульфоалюмінату розкладаються також при автоклавній обробці ($170\text{...}200^\circ\text{C}$) з утворенням C_3AH_6 і напівводного гіпсу або ангідриту. Густина трисульфатної форми $1,73$ г/см³, односульфатної – $1,95$ г/см³.

Гідроферити кальцію подібно до гідроалюмінатів

утворюють комплексні сполуки з гіпсом. Відомі гідросульфоферити кальцію $3\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot(30-32)\text{H}_2\text{O}$ і $3\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot\text{CaSO}_4\cdot 12\text{H}_2\text{O}$.

До складу цементного каменю, крім гідратів – продуктів взаємодії основних мінералів цементу з водою, входять тверді розчини гідроалюмініатів і гідроферитів, а також *гідрогранати* – продукти взаємодії клінкерного скла з водою, вільний СаО (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, менше 1 мкм та ідентифікуються лише при збільшеннях електронного мікроскопа. 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 завтовшки кілька молекулярних шарів, за складом є гідросилікатами кальцію зниженої основності (*тоберморитоподібний гель*).

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

Цементний камінь пронизаний порами розміром від 0,1 до 100 нм (рис. 1.2). Р. Кондо та М. Дайман запропонували наступну класифікацію пор: *макропори* (≥ 100 нм), *мезопори* (1,6...100 нм); *мікропори* та *гелеві пори* (0,6...1,6 нм); *внутрішньокристалічні* та *міжкристалічні пори* ($<0,6$ нм). Зазначені пори мають різне походження. Найменші є внутрішньокристалічними. Пори, що утворюються також між окремими кристалами та кристалічними скупченнями, включають мікротріщини. Крім зазначених у цементному камені є капілярні пори, утворені надлишковою водою (0,1...1 мкм) та пори, утворені втягнутим повітрям ($>0,05$ мм). Загальна пористість цементного каменю змінюється від 25 до 50% та залежить в основному від водоцементного відношення (В/Ц). Середня питома поверхня гідратованих цементів складає 210...280 м²/кг, що свідчить про високу дисперсність гідратних продуктів та пористість структури.

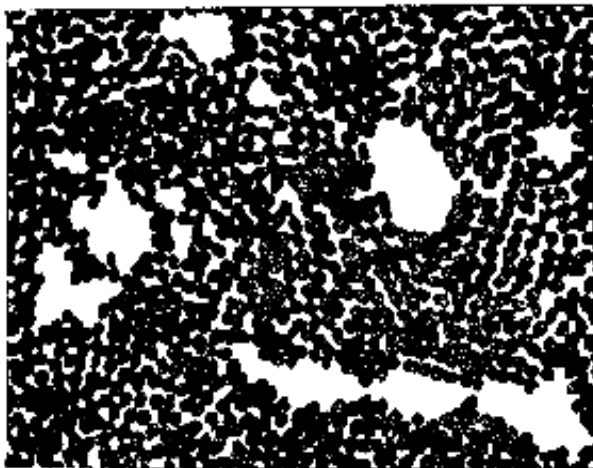


Рис. 1.2. Спрощена модель структури цементного каменю

У гідратних новоутвореннях, а також у кристалогідратах, що вводяться до складу цементу (гіпс), вода хімічно зв'язана і видаляється при 200-500° С. Адсорбційними та капілярними силами утримується міжшарова, цеолітна, капілярна, гігроскопічна вода. Вільна вода знаходиться у великих порах. За Т.К. Пауэрсом та Г.І. Брауньярдом воду в цементному камені можна розділити на таку що "випаровується" і "що не випаровується". Під першою розуміють воду, яка видаляється з цементного каменю при його сушінні в посудині над перхлоратом магнію $[Mg(ClO_4)_2 \cdot 2H_2O]$, а другою – воду, яка залишилася в цементному камені після такого сушіння.

Поряд з гідратними новоутвореннями цементний камінь включає непрореаговану частину зерен цементу, вміст яких з часом зменшується. Так, зерна цементу розміром до 5 мкм майже повністю гідратуються протягом 1...3 діб, а до 10 мкм за місяць. Для цементного каменю (В/Ц=0,5) після річного терміну твердіння Х. Тейлор наводить наступний склад: клінкерні фази, що не прореагували – 0,05; $Ca(OH)_2$ – 0,11; $CaCO_3$ – 0,01, гідросилікати – 0,37; гідроалюмінатні та алюмоферитні утворення – 0,15; пори – 0,18.

За кількістю води, що випаровується, може бути приблизно оцінена пористість цементного каменю. Відношення об'єму пор в цементному камені до 1 г цементу ($\Pi_{ц.к}$) описується рівнянням:

$$\Pi_{ц.к} = B / Ц - 0,23\alpha, \quad (1.1)$$

де α – частина прогідратованого цементу або ступінь його гідrataції. Формула отримана з припущення, емпірично обґрунтованого, що при повній гідrataції 1 г цементу хімічно зв'яже приблизно 0,23 г води.

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

$$\Psi_{к.п} \gg \Psi_{п.т}, \quad (1.2)$$

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

$\Psi_{п.т}$ – потенціал поля тяжіння.

$$\left(\Psi_{к.п} = \frac{2\sigma}{\rho_v} \left(\frac{1}{r_m} \right) \right); \Psi_{п.т} = qh, \quad (1.3)$$

де σ – коефіцієнт поверхневого натягу води;

ρ_v – густина води;

r_m – радіус меніска при повному змочуванні;

q – прискорення вільного падіння;

h – висота над рівнем моря.

Характер зміни загальної, капілярної та гелевої пористості цементного каменю зі збільшенням тривалості твердіння наведено на рис. 1.3.

Взаємодія цементу з водою супроводжується *контракцією* – зменшенням об'єму системи цемент-вода порівняно з об'ємом вихідних матеріалів. Контракцію виражають зазвичай у мілілітрах на 100 г цементу. За даними В.В. Некрасова контракція цементів становить в середньому 5...7 мл 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 вдвічі.

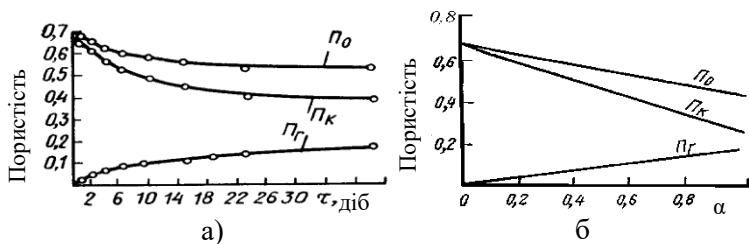


Рис. 1.3. Залежність загальної (P_{i0}), капілярної (P_{ik}) та гелевої (P_{ig}) пористості цементного каменю ($V/Ц = 0,7$) від: а – часу твердіння; б – ступеня гідратації цементу

1.2. Макроструктура бетону

Бетони – складні багатокомпонентні структури, які можна звести на макрорівні до двокомпонентних. *Макроструктуру* бетону можна розглядати як систему "цементний камінь – заповнювач" (іноді під макроструктурою бетону розуміють систему "цементно-піщаний розчин – щебінь"), а систему "цементний камінь – пісок" розглядають як проміжну або *мезоструктуру*. Двокомпонентні структури поділяють на паралельно та послідовно складені. Найчастіше зустрічаються змішані паралельно-послідовні структури (рис. 1.4).

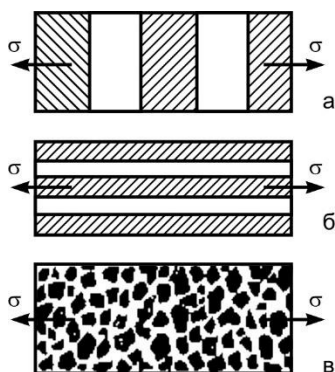


Рис. 1.4. Схеми структур: а – послідовно складена; б – паралельно складена; в – структура конгломератного матеріалу

Як і в інших матеріалах конгломератного типу макроструктура бетону є системою матриця-заповнювач. Бетон можна представити як поєднання відносно безперервної структури цементного каменю з втопленими в нього заповнювачами різних розмірів і форми, а також численними мікро-і макропустотами, розташованими в цементному камені, заповнювачах та контактах між ними. Для бетону характерний ряд структурних груп. Розрізняють щільну структуру, характерну для звичайних важких бетонів; структури з пористим заповнювачем – для легких бетонів, ніздруваті – для крупнопористих бетонів, газо- та пінобетону (рис. 1.5).

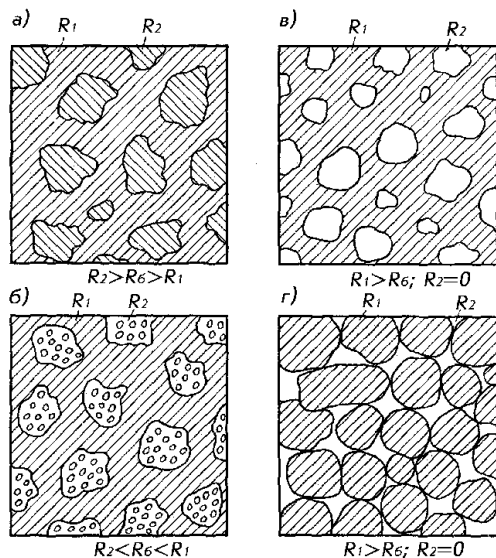


Рис. 1.5. Основні типи структури бетону:
 а – щільна; б – щільна з пористим заповнювачем;
 в – комірчаста; г – зерниста; R_6 – середня міцність структури;
 R_1 та R_2 – міцності окремих складових бетонів

За І.М. Грушко можна виділити три групи структур бетону залежно від ступеня розсуву зерен заповнювачів (рис. 1.6).

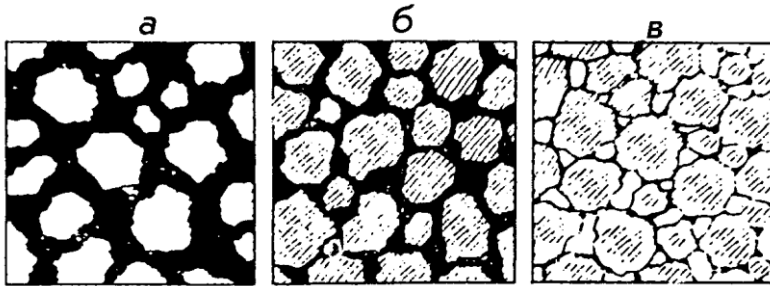


Рис. 1.6. Схеми макроструктур бетону:
а – з базальною цементацією; б – порового; в – контактного

Для структури з базальною цементацією зерна заповнювачів не утворюють контактів між собою та "плавають" у цементуючій масі. Властивості матеріалу за такої макроструктури обумовлені переважно властивостями матриці. Заповнювачі, діючи як концентратори напружень, можуть погіршувати властивості конгломерату. У міру насичення структури зернами заповнювача утворюється щільний каркас, склеєний тонким прошарком в'язучого. Таку структуру називають *поровою*. Вона сприятлива як з позиції витрат в'язучого, так і надання бетону кращих технічних властивостей. *Контактна* структура характеризується максимальним насиченням бетону заповнювачами, коли кількості в'язучого недостатньо для заповнення міжзернових порожнин.

Показником макроструктури є коефіцієнт упаковки зерен:

$$K_y = \frac{L_{np} - D}{D}, \quad (1.4)$$

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'язучого; при $K_y = 0$ – вступають у контакт; при $K_y < 0$ – защемляються, тобто заходять одне за одне (рис. 1.7).

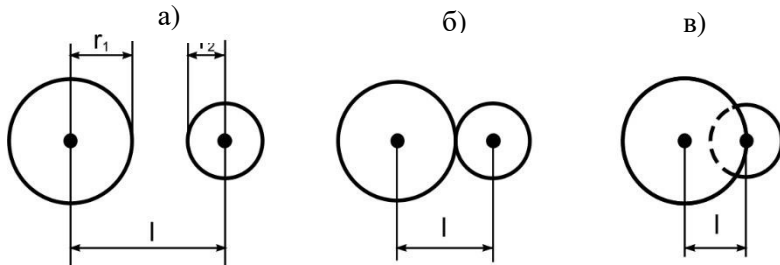


Рис. 1.7. Схема розміщення частинок у структурах при визначенні коефіцієнта упаковки: а – $K_y > 0$; б – $K_y = 0$; в – $K_y < 0$

Розрахунком можна показати, що щільності укладання кулястих зерен, розміщених рядами та в шаховому порядку в одиниці об'єму, суттєво відрізняються. У першому випадку кількість куль, які можна укласти в одиниці об'єму $n_v = n^3 = 1/D^3$, об'єм куль $V'_k = (n'_v \pi D^3)/6 = \pi/6$; у другому відповідно: $n'_v = 4/3D^3$, $V'_k = n'_v \pi D^3/6 = 2\pi/9$.

Об'єм пустот при розташуванні зерен-куль рядами:

$$V_{\pi} = 1 - \pi/6 = 0,476; \quad (1.5)$$

у шаховому порядку:

$$V'_{\pi} = 1 - 2\pi/9 = 0,3. \quad (1.6)$$

Макроструктури відрізняються також абсолютними та відносними розмірами зерен. Граничні розміри зерен для *дрібно-*, *середньо-* та *крупнозернистих* структур можуть бути різними залежно від виду матеріалу.

Основні властивості бетону залежать від зчеплення цементного каменю із заповнювачами. Взаємодія цементного каменю із заповнювачами може бути механічною, фізико-хімічною, хімічною та змішаною. Механічне зчеплення досягається наявністю на поверхні зерен заповнювача мікрорельєфу, фізико-хімічне – адгезійними властивостями

заповнювача, хімічне – його хімічною активністю по відношенню до продуктів гідратації цементу. Вже на стадії замішування бетонних сумішей починається формування контактних шарів між цементним каменем і заповнювачами. Для зчеплення цементного тіста з поверхнею заповнювача необхідно, щоб ця поверхня була чистою та гідрофільною. Часткове "точкове" зчеплення цементного каменю з поверхнею заповнювачів призводить до зменшення адгезії. Оптимальна товщина проміжків між зернами дрібного заповнювача, що забезпечує суцільність контакту становить 40...100 мкм. Ослаблення контактної зони спостерігається при розміщенні в ній порівняно великих кристалів $\text{Ca}(\text{OH})_2$, а також глини та пилу. При підвищених значеннях В/Ц за рахунок водовідділення при віброущільненні, седиментації тіста та наступної контракції навколо зерен великого заповнювача утворюються порожнечі та ослаблені зони.

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

Поверхня зерен заповнювача при твердінні бетону відіграє роль основи, що полегшує утворення кристалічних зародків. Інтенсивність утворення зародків кристалів визначається ступенем гідрофільності та адсорбційною здатністю поверхні основи.

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

Пори, характерні для бетону, можна розділити на три види: пори цементного каменю, пори заповнювача та контактні пори на поверхні розділу цементного каменю та заповнювача.

Загальна пористість бетону на щільних заповнювачах як відношення об'єму пор до загального об'єму бетону описується рівнянням:

$$P_{заг} = \frac{(B - 0,23\alpha C) + (1 - \delta)1000}{1000}, \quad (1.7)$$

де δ – структурна щільність бетонної суміші, що розраховується як сумарна об'ємна концентрація (φ_i) всіх компонентів бетонної суміші.

$$\delta = \sum \varphi_i = \sum \frac{m_i}{\rho_{o,i}}, \quad (1.8)$$

де m_i і $\rho_{o,i}$ – відповідно маса та середня густина i -того компонента бетонної суміші.

При введенні в бетонну суміш мікропіноутворюючих ПАР утворюється система умовно замкнутих пор, заповнених повітрям. Пори від втягнутого повітря мають розмір близько 0,05 см, значно менше ніж випадково затисненого повітря. Основним контрольованим фактором для системи умовно замкнутих пор є відстань між бульбашками повітря, що становить зазвичай близько 0,025 см. Вміст від втягнутого повітря в бетоні, як правило, знаходиться в діапазоні 3...6%.

Крім пор важливими структурними елементами бетону, які визначають його фізико-механічні властивості, є *тріщини* – нещільності матеріалу, що мають внутрішні поверхні розділу. У реальному матеріалі завжди є велика кількість мікротріщин, що виникають з технологічних або експлуатаційних причин, тріщини характеризуються довжиною, шириною розкриття, радіусом гирла, фронтом, морфологією площин, що їх утворюють.

Залежно від прийнятих концептуальних уявлень про руйнування матеріалів запропоновано різні моделі тріщин (рис. 1.8).

А. Гіффітс проаналізував крихке руйнування матеріалу на основі уявлень про розвиток мікротріщин. Сформулювавши положення про можливість розвитку тріщини за умови, коли енергія розриву зв'язків перевищує енергію поверхні, що утворюється, Гріффітс вперше пов'язав показники реальної міцності з дефектами матеріалу та розкрив причини значного перевищення (у 100 і більше разів) теоретичної міцності над

дійсною. Його теорія, однак, розглядає матеріал однорідним та ізотропним, не враховує кінетику процесу руйнування.

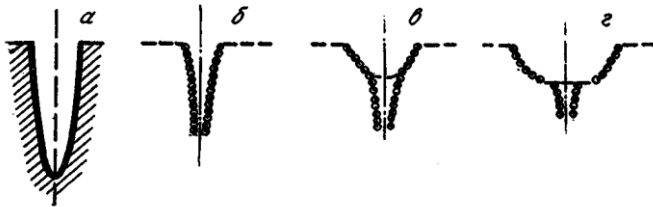


Рис. 1.8. Моделі тріщин: а – за А. Гріффітсом; б – за П.О. Ребіндером; в – за уявленнями Г.М. Бартењева, І.В. Разумовської, П.О. Ребіндера (а, б, в – моделі тріщин в ідеально крихкому матеріалі); г – тріщина в реальному твердому матеріалі (за Г.М. Бартењевим)

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

За схемою, запропованою В.М. Вировим, структуроутворення бетону супроводжується утворенням окремих структурних блоків різного масштабового рівня, взаємодіючих через поверхні розділу. Поверхні розділу, що з'явилися, зберігають за собою потенційну можливість трансформуватися в зародкові тріщини і входити в структуру затверділого матеріалу, визначаючи його пошкодженість. Причинами утворення технологічних тріщин є процеси, що протікають при формуванні цементного каменю, взаємодії матричного матеріалу та наповнювачів, деформаційні процеси.

На межі розділу матриці та заповнювача утворюються своєрідні "усадкові комірки". Об'єм і форма "усадкових комірок" залежать від співвідношення когезійної та адгезійної міцності матриці, та заповнювача. Нелінійний розподіл деформацій усадки є однією з основних причин утворення технологічних тріщин. Кількість і вид технологічних тріщин впливають на фізико-механічні характеристики матеріалу, кінетику

накопичення та розвитку експлуатаційних тріщин, несучу здатність та характер руйнування конструкцій. Самозаліковування технологічних тріщин можливе при заростанні їх об'ємів продуктами гідратації або внаслідок впливу середовища, наприклад, при карбонізації. Кількість технологічних тріщин зменшується під час введення різних модифікаторів структури, оптимізації технологічних процесів.

Під час твердіння відбувається перехід від *коагуляційної структури* бетонної суміші до *кристалізаційної структури* затверділого бетону. Коагуляційна структура (рис. 1.9) виникає під дією молекулярних (ван-дер-ваальсових) сил зчеплення колоїдних частинок і структуроутворюючих елементів, у рідкому дисперсійному середовищі. Отримані просторові каркаси характеризуються порівняно невеликою міцністю, характерною при тонких прошарках рідини у місцях контакту між твердими частинками. Таким коагуляційним структурам притаманні тиксотропні властивості тобто. здатність до зворотного відновлення після механічного руйнування.

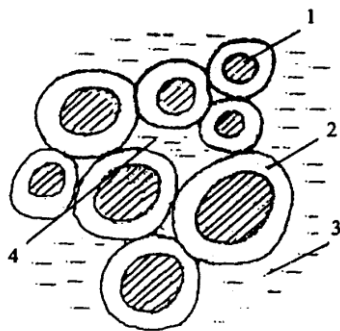


Рис.1.9. Схема коагуляційної структури цементного тіста (за Ю.М. Баженовим): 1 – частинка цементу; 2 – сольватна оболонка; 3 – вільна вода; 4 – "затиснена" ("нерухома") вода

При твердінні в бетоні зростає кількість кристалізаційних мікрозв'язків, які визначають його міцність та пружність. У ранньому віці, хоча бетон і втрачає здатність до тиксотропії, у його структурі є ще значна кількість коагуляційних зв'язків,

наявністю яких значною мірою пояснюються його в'язко-пластичні властивості.

Механічні властивості бетонів можна характеризувати загальною залежністю:

$$X_b = A_{x_1} A_{x_2} A_{x_3} X_{ц.к.}, \quad (1.9)$$

де X_b та $X_{ц.к.}$ – показники відповідних властивостей бетону та цементного каменю певної структури;

$A_{x_1} A_{x_2} A_{x_3}$ – коефіцієнти, що враховують вплив макро-, мезо- та мікроструктури на властивості бетону.

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

1.3. 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. Вона поділяє добавки на 4 класи:

1. Добавки, що змінюють розчинність в'язучих речовин;
2. Добавки, що реагують із в'язучими речовинами з утворенням важкорозчинних або малодисоційованих сполук;
3. Готові центри кристалізації (кристалічні затравки);
4. Органічні поверхнево-активні речовини.

В основі дії *добавок першого класу* лежить зміна ними розчинності вихідного в'язучого і кінцевого продуктів, 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 зростає. У результаті зміни розчинності збільшується або зменшується пересичення в розчині, що впливає відповідно на швидкість гідратації і твердіння в'язучих.

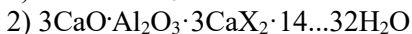
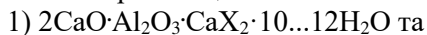
Прискорення твердіння бетону характерне групою добавок першого класу, воно обумовлене збільшенням при зростанні пересичення імовірності виникнення зародків кристалогідратних новоутворень. Основними представниками добавок цього класу є електроліти, що містять однойменні з в'язучими іони. До числа таких добавок належить також гіпс. На ефективності дії добавок позначається радіус утворених ними іонів. При підвищеній концентрації добавок першого класу можлива їх 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'язучим 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:



(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, викликаною продуктами взаємодії добавок з фазами цементу, які містять алюміній, вони здійснюють одночасно прискорюючу дію в результаті зміни розчинності і ступеня пересичення силікатних фаз (рис. 1.10). Прискорююча дія на процеси твердіння цементу зазначених добавок превалює.

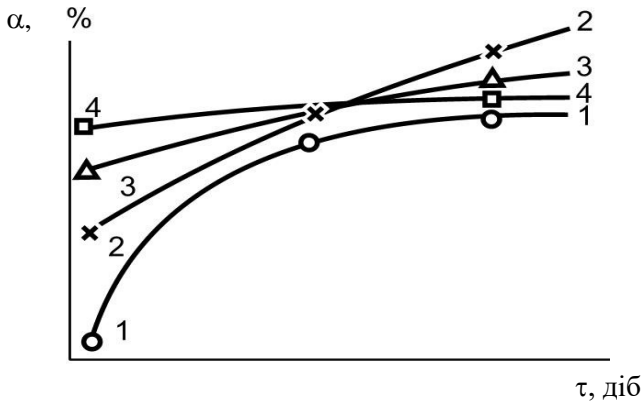


Рис.1.10. Кінетика зміни ступеня гідратації силікатних фаз цементу
(α): 1 – без добавок; 2 – 3% нітрит-нітрату кальцію;
3 – 3% нітрит-нітрат-хлориду кальцію;
4 – 3% хлориду кальцію

При підвищеному дозуванні добавок 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 структурного каркаса з голчастих 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 (NaCl , NaNO_2 , CH_3COONa і ін.). Вони можуть впливати на кінетику твердіння C_3S 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 H_3SiO_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. 1.11), 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. Ці добавки водорозчинні і їх можна вводити з водою замішування. Гідрофілізуючі ПАР поліпшують змочування цементного тіста і бетонних сумішей водою.

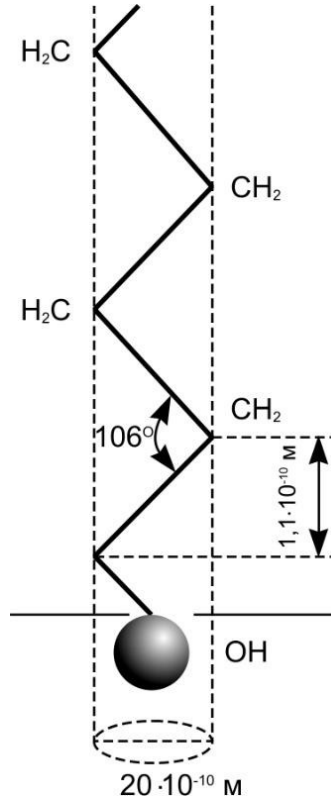


Рис. 1.11. Схема молекули поверхнево-активної речовини

При введенні добавок ПАР, які мають пластифікуючу дію, 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.

Відповідно до ефективності пластифікуючої дії, тобто збільшення рухливості бетонної суміші без зниження міцності бетону, пластифікатори поділяють на 4 категорії (табл.1.1).

Таблиця 1.1

Класифікація пластифікаторів бетонних сумішей

Категорія	Найменування	Збільшення осадки конуса (ОК), см (із 2...4 см)	Зменшення кількості води, %
I	Суперпластифікатори	До 20 і більше	не менше 20
II	Пластифікатори	14...19	не менше 10
III	Пластифікатори	9...13	не менше 5
IV	Пластифікатори	8 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 та самоущільнювальних сумішей з ОК > 20 см при помірному водовмісті, високоміцні бетони на звичайних портландцементях і заповнювачах з низькою проникністю, високою корозійною стійкістю і т.д. (рис. 1.12).

Введення СП є в даний час обов'язковою умовою виробництва високоякісних, високотехнологічних бетонів (High Performance Concrete, HPC).

Прийнята в даний час класифікація суперпластифікаторів (табл.1.2) розділяє їх за складом і механізмом дії.

Таблиця 1.2

Класифікація суперпластифікаторів

Позначення	Склад СП	Механізм дії
НФ	На основі сульфованих нафталінформальдегідних поліконденсатів	Електростатичний
МФ	На основі сульфованих мелаїноформальдегідних поліконденсатів	Електростатичний
ЛСТ	На основі очищених від цукрів лігносульфонатів	Електростатичний
П	На основі полікарбок-силатів і поліакрилатів	Стеричний

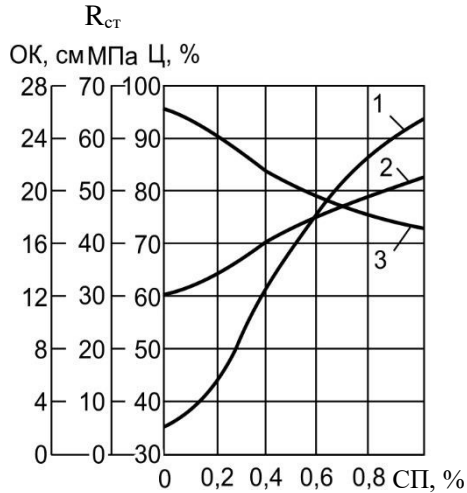


Рис. 1.12. Вплив вмісту суперпластифікатора на властивості бетону і бетонної суміші (за Ю.М. Баженовим): 1 – зміна рухливості суміші (ОК) при введенні суперпластифікатора і постійних витратах цементу і води; 2 – підвищення міцності бетону ($R_{ст}$) при постійній рухливості суміші і витраті цементу за рахунок скорочення витрати води; 3 – зменшення витрати цементу (Γ) в рівномірних бетонах при однаковій рухливості бетонної суміші

Механізм дії СП обумовлений комплексом фізико-хімічних процесів у системі цементне тісто-добавка. Він (рис. 1.13) визначається головним чином:

1. Адсорбцією моно- або полімолекулярних ПАР на поверхні в основному гідратних новоутворень;
2. Колоїдно-хімічними явищами на межі поділу фаз.

У механізмі дії пластифікуючих ПАР, і особливо суперпластифікаторів, важливе значення має виникнення в результаті адсорбції на частинках твердої фази електричного потенціалу (ξ -потенціалу), що призводить до відштовхування частинок і запобігає їхній коагуляції. У цементів з різним мінералогічним складом значення ξ -потенціалу є різними, що відбивається на ступені пластифікації бетонних сумішей. Ефект електростатичного відштовхування частинок цементу, переважає

в механізмі дії суперпластифікаторів нафталіно- і меламіноформальдегідного видів, модифікованих лігносульфатів. Для добавок полікарбоксилатних і поліакрилатних суперпластифікаторів взаємне відштовхування частинок цементу і пластифікуючий ефект обумовлений т.зв. *стеричним ефектом*, викликаним особливостями ланцюгів макромолекул і характером зарядів на поверхні зерен цементу і гідратів.

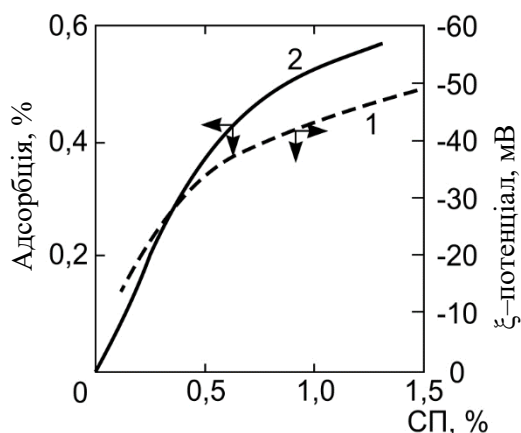


Рис. 1.13. Залежність ξ -потенціалу (1) і ступеня адсорбції (2) на поверхні цементного тіста від концентрації суперпластифікатора

Ступінь адсорбції ПАР на цементах зростає пропорційно їх дозуванню до певної межі, після якої інтенсивність адсорбції знижується. Підвищення адсорбції ПАР має місце також у міру збільшення тонкості помелу в'язучого. Як правило, добавки ПАР швидше і повніше адсорбуються на продуктах гідратації C_3A . Найменшою адсорбційною активністю володіє β - C_2S .

У складі суперпластифікаторів присутні фракції з різною молекулярною масою. Найбільший пластифікуючий ефект мають більш "важкі" фракції (рис. 1.14). Однак з ростом довжини ланцюга сповільнюються строки тужавлення і швидкість гідратації клінкерних мінералів. "Легка" фракція, слабо пластифікуючи цементні матеріали, може виступати як

прискорювач твердіння й обумовлювати приріст міцності в ранні терміни.

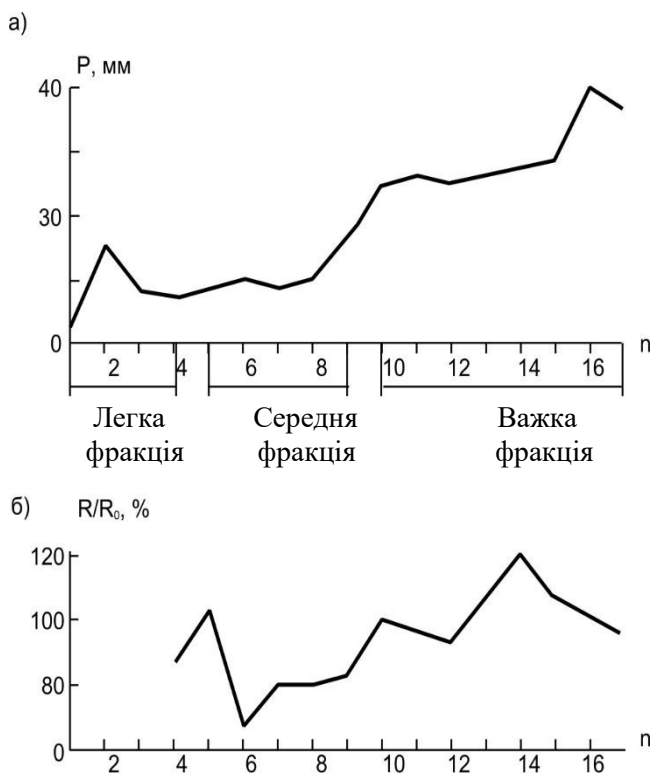


Рис. 1.14. Залежності: а – розливу (P) та б – міцності (R) дрібнозернистого бетону від ступеня поліконденсації (n) поліметиленафталінсульфонатів (R_0 – міцність бетону без добавки)

Адсорбуючись на зернах 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. Адсорбуючись вони утворюють на поверхні цементу своєрідний "частокіл" (рис. 1.15), що зменшує його змочування водою.

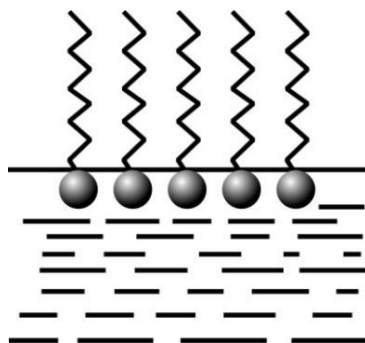


Рис.1.15. Адсорбційний шар гідрофобізуючих ПАР на твердій поверхні

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 утворюють сітчасті гідрофобні оболонки, що здираються при перемішуванні і бетонних сумішей.

Модифікуючий ефект добавок цієї групи обумовлений в основному гідрофобізацією стінок пор і капілярів бетону, що знижує швидкість капілярного підсмоктування і підвищує стійкість бетону до різних видів агресивних впливів.

Повітрявтягувальні (мікропіноутворюючі) добавки збільшують вміст і сприяють зменшенню розмірів пухирців повітря в бетонних сумішах завдяки адсорбції на поверхні поділу "повітря-рідина" та зменшенню поверхневого натягу останньої. Молекули ПАР орієнтуються полярними групами у бік води, а неполярними – у бік пухирців повітря, що перешкоджає їхній коалесценції (злипання). В результаті забезпечується також гідрофобізація твердих частинок. Із збільшенням вмісту добавок кількість втягнутого повітря зростає звичайно за параболічною залежністю.

Повітрявтягувальні добавки залежно від хімічної природи розділяють на шість груп:

- 1) солі, одержувані з деревної смоли;
- 2) синтетичні миючі засоби;
- 3) солі лігносульфонових кислот;
- 4) солі нафтових кислот;
- 5) солі, які отримують з протейнів;
- 6) солі органічних сульфокислот.

Накопичено великий досвід застосування в бетоні добавки першої групи, що отримується при нейтралізації їдким натром деревної смоли після екстракції з неї скипидару. Ця добавка, представлена переважно абієтатом натрію, відома за назвою нейтралізований вінсол або смола нейтралізована повітрявтягувальна (СНП).

Основне призначення повітрявтягувальних добавок - радикальне підвищення морозостійкості бетону в результаті створення раціональної системи повітряних пухирців для вижимання частини води при заморожуванні. Добавки цього класу були запропоновані наприкінці 30-х років минулого сторіччя після виявлення ефекту підвищення морозостійкості дорожніх плит, виготовлених на цементі, при помелі якого вводилися присадки відповідних ПАР.

Поряд із підвищенням морозостійкості бетону

повітрявтягувальні добавки покращують легкоукладальність бетонних сумішей, зменшують їхнє розшарування і водовідділення, підвищують сульфатостійкість і непроникність бетону.

Повітрявтягувальні добавки з високою піноутворюючою здатністю, застосовуються для виготовлення легких поризованих і пінобетонів. Об'єм втягнутого повітря в бетони в залежності від його функціонального призначення може знаходитися в широкій області: від 2...3% для важких до 70...80% для пінобетонів.

Вплив мінеральних добавок. Мінеральні добавки прийнято розділяти залежно від їхньої пуцоланової активності на інертні й активні. У групу *активних добавок* або пуцолан, входять матеріали, здатні вступати при нормальній температурі в хімічну реакцію з гідроксидом кальцію з утворенням речовин, що володіють в'язучими властивостями. При твердінні бетонів джерелом гідроксиду кальцію є основні мінерали, що входять у портландцементний клінкер і зазнають гідролізу при впливі води.

В основу класифікації активних мінеральних добавок, прийнятої в європейських країнах і США, покладені їхня активність і хіміко-мінералогічний склад (табл. 1.3).

Таблиця 1.3

Класифікація і характеристика мінеральних добавок

№	Класифікація		Хімічний і мінеральний склад	Характеристика
	Ознака	Матеріал		
1	В'язучі властивості	Швидкоохолоджені металургійні шлаки	Силікатне скло, що містить CaO, MgO, Al ₂ O ₃ . Кристалічні компоненти – в невеликій кількості	Гранули з 5...15% вологи. Після висушування подрібнюються до розміру < 45 мкм. S _{питт.} ≈ 350...500 м ² /кг (за Блейном)
2	В'язучі і пуцоланові властивості	Висококальцієва зола-виносу (CaO > 10 %)	Аморфний кремнезем, що містить CaO, MgO, Al ₂ O ₃ . Кристалічні компоненти можуть бути присутні в виді SiO ₂ , C ₃ A.	10...15% часток розміром > 45 мкм. Більша частина – сферичної форми. S _{питт.} ≈ 400 м ² /кг (за Блейном)

продовження табл. 1.3

№	Класифікація		Хімічний і мінеральний склад	Характеристика
	Ознака	Матеріал		
3	Висока пуцоланова активність	Мікрокремнезем	Мікрокремнезем аморфної модифікації	Порошок з частинок сферичної форми $d=0,1$ мкм. $S_{\text{пит}} \approx 20$ м ² /кг (за БЕТ)
		Зола рисової лузги	Те саме	Частинки <45 мкм з розвиненою комірчастою структурою. $S_{\text{пит}} \approx 60$ м ² /кг (за БЕТ)
4	Нормальна пуцоланова активність	Низькокальцієва зола-виносу (CaO<10%)	Силікатне скло, що містить Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ , луѓи. Кристалічна речовина із SiO ₂ , муліту, гематиту, магнетиту	Порошок із сферичних частинок >45 мкм. Більшість частинок >20 мкм. $S_{\text{пит}} \approx 250...350$ м ² /кг (за Блейном)
		Природні матеріали, опока	Крім алюмосилікатного скла, містить кварц, польовий шпат, слюду	Більшість частинок розмелена до розміру <45 мкм. Структура – гострокутна
5	Слабка пуцоланова активність	Повільно охолоджені шлаки, золи гідровидалення, золошлаки	Кристалічні силікатні матеріали. Мало некристалічних компонентів	Подрібнюються додатково для надання пуцоланових властивостей

Активними мінеральні добавки вважають, якщо вони забезпечують кінець тужавлення цементного тіста,

виготовленого на їх основі та гашеного вапна не пізніше, чим через 7 діб після замішування водою, а зразки з цього тіста зберігають водостійкість через 3 доби після закінчення тужавлення. Активність добавок вимірюють по кількості CaO в мг, поглиненого однонормальним розчином (1 н.р.) добавки з водного розчину вапна протягом 30 діб. Вона коливається від 50...100 для золи-виносу до 350...400 мг Ca і більше на 1 г таких високоактивних добавок як мікрокремнезем та метакаолін.

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 Si_2O і Al_2O_3 . В даний час визнано, що пуцоланова активність обумовлена термодинамічною нестабільністю вказаних компонентів. На пуцоланову активність, крім хіміко-мінералогічного складу і структури, впливає тонкість подрібнення добавок. Кінетика взаємодії гідролітичного вапна з активними добавками залежить також від температурно-вологісних умов твердіння. Експериментально встановлено, наприклад, що після 24 год гідратації кількість CaO , який не вступив в реакцію, практично не залежить від температури і складає 3...8%. При 90°C через 2,5 год у реакцію вступає 68...95% CaO , а при температурі 55°C за той ж час – тільки 25...55% CaO .

Зв'язування активними добавками $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 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 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ обумовлює відповідну

зміну властивостей цементного каменю і бетону (підвищення водостійкості, сульфатостійкості й ін.).

З активних мінеральних добавок, що вводяться у бетонну суміш, найбільш поширеною є зола-виносу.

Залежно від області застосування зола поділяють на види (1 – для залізобетонних конструкцій і виробів; 2 – для бетонних конструкцій і виробів; 3 – для конструкцій гідротехнічних споруд), а також на класи – для важкого (А) і легкого (Б) бетону.

Питома поверхня золи класу А повинна бути не меншою 280 м²/кг, а золи класу Б – в інтервалі 150...400 м²/кг. Залишок на ситі №008 для золи класу А не повинен перевищувати 15% за масою. Зола повинна забезпечувати рівномірність зміни об'єму суміші її з цементом при випробуванні зразків кип'ятінням у воді.

Основні вимоги до золи, яка вводиться в бетонні суміші, наведені в табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Вимоги до золи як добавки в бетон

Показник	Значення показника для золи виду (класу)		
	I (А і Б)	II (А і Б)	III (А)
Вміст SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃ , % за масою, не менше, для золи: - антрацитової і кам'яновугільної - буровугільної	70 50	Не нормується Те ж	70 50
Вміст сірчистих і сірчаноокислих сполук у перерахунку на SO ₃ , % за масою, не більше	3	3,5	3
Вміст вільного оксиду кальцію (СаО), % за масою, не більше	3	5	2
Вміст оксиду магнію (MgO), % за масою, не більше	5	5	5
Втрати при прожарюванні, % за масою, не більше, для золи: - антрацитової - кам'яновугільної - буровугільної	15 7 5	20 10 5	5 5 3
Вологість, % за масою, не більше	3	3	3

У композиції з добавками суперпластифікаторів виявились особливо ефективними високодисперсні кремнеземисті порошки – мікрокремнезми (МК), (рис. 1.16). МК утворюються як відходи виробництва феросплавів, які уловлюються при газоочистці. Унікальна питома поверхня (до 2000 м²/кг) у поєднанні з аморфізованою структурою часток, наявністю таких домішок, як карбід кремнію, які володіють високою поверхневою енергією, обумовлюють високу структуруючу і реакційну здатність цих матеріалів у порівнянні з іншими наповнювачами цементних систем. Вміст МК у бетонах рекомендується в кількості 20...50 кг/м³.

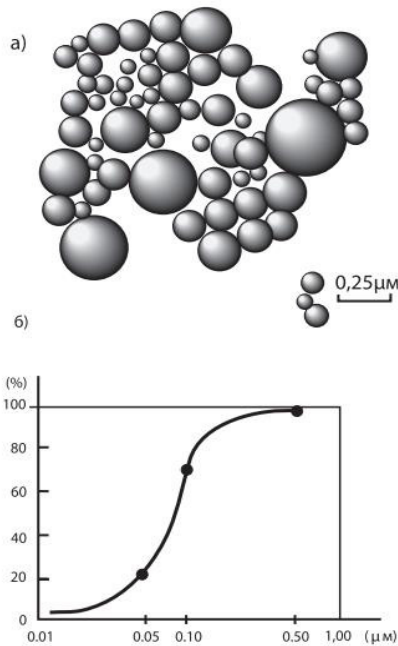


Рис. 1.16. Основні характеристики мікрокремнезему:
а – форма и розмір зерен; б – крива гранулометричного складу

Поряд із МК в якості ефективних модифікаторів бетону за певних умов (висока дисперсність, комбінація із суперпластифікаторами та ін.) можуть служити й інші мінеральні матеріали – метаксаолін, цеоліти та 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 випливає з даних Ю.М. Бутта (табл. 1.5), навіть у 6 міс. не перевищує для найбільш активного мінералу C_3S – 15 мкм, а найменш активного C_2S – 2,7 мкм.

Таблиця 1.5

Глибина гідратації клінкерних мінералів, мкм

Мінерали	Гідратація протягом				
	3 діб	7 діб	28 діб	3 міс	6 міс
C_3S	3,5	4,7	7,9	14,5	15,0
C_2S	0,6	0,9	1,0	2,6	2,7
C_3A	10,7	10,4	11,2	13,8	14,5
C_4AF	7,7	8,0	8,4	12,2	13,2

Численними дослідженнями показано, що, крім "природних" наповнювачів, якими служать ядра більшої частини клінкерних частинок, у цементі і бетонні суміші можуть бути з успіхом введені "штучні" наповнювачі (*мікронаповнювачі*) – тонкомелені практично нерозчинні у воді неорганічні речовини, що складаються із зерен 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.

При замішуванні наповнених сумішей водою зерна 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:

$$R = \nu f(F_p; \varphi; S_n^2), \quad (1.10)$$

де ν – стала хімічної взаємодії;

F_p – результуюча сила взаємодії між частками;

φ – 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 убік 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 частинки наповнювача.

2. ТЕМПЕРАТУРОСТІЙКІСТЬ БЕТОНУ

Температурний фактор впливає на формування і зміну властивостей бетону. Підвищення температури при твердінні прискорює хімічні реакції гідратації, що позитивно впливає на ріст міцності бетону. Різке прискорення процесів твердіння бетонів настає при температурах 70...95° С і особливо при 170...200° С. Однак при недостатній кількості води в бетоні вплив підвищених температур сповільнює процес гідратації, знижує міцність бетонів. При повному випаровуванні води процес твердіння припиняється. Позитивний вплив підвищених температур на швидкість твердіння бетонів обумовлює широке застосування в технології залізобетонних конструкцій тепловологісної обробки. Бетон нагрівають за допомогою пари, електроенергії, інфрачервоних променів і ін. При температурах більше 100° С тепловологісну обробку ведуть в автоклавах і спеціальних герметичних формах.

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.

Виникнення термічних напружень у бетоні можливе не тільки при його нагріванні від зовнішніх джерел тепла, але й у результаті саморозігріву за рахунок екзотермії при твердінні.

Інтенсивні деструктивні процеси в бетоні починаються при температурі нагрівання вище 200° С в результаті розкладання гідратних сполук, що входять в цементний камінь. Спеціальні технологічні прийоми дозволяють отримати жаростійкі бетони, що зберігають необхідні фізико-механічні властивості при високих температурах. При експлуатації бетону необхідно враховувати також його руйнування і відповідне зниження несучої здатності бетонних і залізобетонних конструкцій під впливом вогню в умовах пожежі.

2.1. Термічна тріщиностійкість бетону

Під впливом нагрівання бетону як від зовнішніх джерел тепла, так і в результаті саморозігріву за рахунок екзотермії при твердінні виникають термічні напруження і як наслідок – тріщини.

В практиці проведення бетонних робіт і виготовлення залізобетонних конструкцій приходиться враховувати як позитивну, так і негативну роль тепловиділення бетону. Перша характерна при зимовому бетонуванні і в умовах тепловологісної обробки конструкцій, друга – при зведенні масивних споруд і в інших випадках, коли можливе виникнення значних температурних градієнтів у бетоні.

Для оцінки *термічної тріщиностійкості* бетону використовують критерій K_m :

$$K_m = \frac{\varepsilon_{sp} \cdot C \cdot \rho_b}{Q \cdot \alpha}, \quad (2.1)$$

де ε_{sp} – гранична розтяжність бетону;

C – питома теплоємність, кДж/кг·град;

ρ_b – густина бетону, кг/м³;

Q – тепловиділення бетону, кДж/м³;

α – коефіцієнт лінійного температурного розширення.

Нормоване тепловиділення для масивних конструкцій часто знаходиться з умови лімітування температури бетону до визначеного терміну твердіння. Допустиме значення тепловиділення в кДж/м³ можна знайти за формулою:

$$Q = \frac{C \rho_b}{K} (t_{кр} - t_o), \quad (2.2)$$

де $t_{кр}$ – критичне значення температури бетону, установлене проектом;

K – коефіцієнт, що залежить від умов охолодження бетону в конструкції ($K \leq 1$);

t_o – початкова температура укладання.

Критична температура бетону в масивних спорудах призначається з урахуванням середньорічної температури (t_{pich}):

$$t_{кр} = t_{pich} + \Delta t, \quad (2.3)$$

де Δt – допустиме перевищення критичної температури, над середньорічною.

Наприклад, при $\Delta t=20^\circ \text{C}$, $t_{pich}=5^\circ \text{C}$, $C\rho_0=2318 \text{ кДж/м}^3\cdot\text{град}$; ($C=0,966 \text{ кДж/м}^3\cdot\text{град}$; $\rho_0=2400 \text{ кг/м}^3$; $t_{кр}=25^\circ \text{C}$); $K=0,8$; $t_0=8^\circ \text{C}$ максимально припустиме значення тепловиділення:

$$Q = \frac{2318}{0,8} (25 - 8) = 49257 \text{ кДж} / \text{м}^3.$$

Експериментальне визначення тепловиділення бетонів здійснюється в *калориметрах* термосного, адіабатичного або ізотермічного типів. Найбільш широке поширення одержали прості за будовою термосні калориметри, недоліком яких є змінний і, власне, випадковий температурний режим твердіння зразків бетону. Для перерахування одержуваних даних на ізотермічний режим твердіння розроблена розрахункова методика встановлення т.зв. еквівалентних термінів, тобто таких термінів, у які бетон при постійній температурі твердіння 20°C буде показувати ті ж величини тепловиділення, які спостерігаються при проведенні досліду в термосному калориметрі. Встановлена таким шляхом залежність ізотермічного тепловиділення від часу твердіння є основною характеристикою бетону для розрахунку температурних полів у масивних бетонних конструкціях.

В адіабатичних калориметрах підвищення температури адекватне температурі в середній частині бетонних масивів.

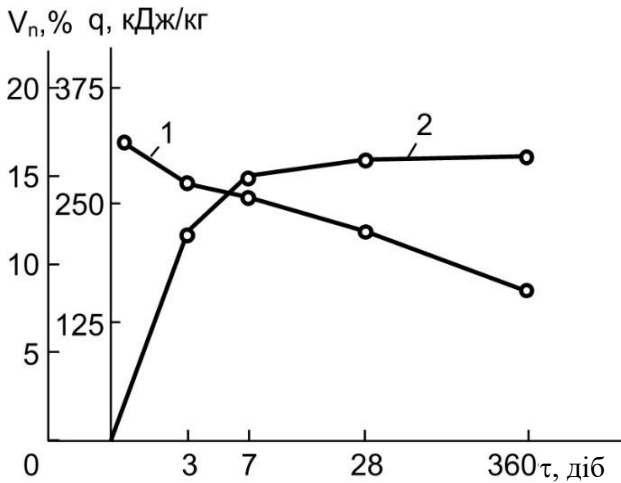
Для наближеної розрахункової оцінки тепловиділення бетону запропоновані залежності, що враховують *питоме тепловиділення цементу*, параметри складу бетону, температуру і тривалість твердіння.

Основна частка тепла при твердінні цементу в бетоні виділяється вже в перші 3-7 доби твердіння (табл. 2.1) (рис. 2.1).

Таблиця 2.1

Інтенсивність тепловиділення цементу в бетоні

Термін твердіння, діб	Тепловиділення					
	за даними Вудса, Стейнора, Старка (середнє із 17 цементів)			за даними Кінда, Окорокова, Вольфсон (середнє для 20 цементів)		
	кДж/кг	% до 28 діб.	% до 1 року	кДж/кг	% до 28 діб.	% до 1 року
3	281	78	67	310	77	65
7	319	88	76	361	90	75
28	361	100	86	403	100	84
90	382	109	94	433	107	90
180	412	114	98	458	114	96
360	420	116	100	479	119	100

Рис. 2.1. Зміна пористості V_p (1) і тепловиділення q (2) бетону в процесі твердіння

І.Д. Запорожцем, С.Д. Окорочковим і О.О. Парійським запропоноване тепловиділення бетону в 7 діб у кДж/м^3 обчислювати за формулою:

$$Q_7 = 0,83q_7 (Ц + 22,3OK), \quad (2.4)$$

де q_7 – питоме тепловиділення цементу у віці 7 діб, знайдене стандартним термосним методом;

OK – осадка конуса бетонної суміші;

$Ц$ – витрата цементу в кг/м^3 .

Цією формулою рекомендується користуватися в межах наступних значень $Ц$ і OK :

$Ц$, кг/м^3	OK , см
більше 250	2 – 12
від 200 до 250	2 – 8
менше 200	2 – 4

Для інженерних розрахунків при оцінці тепловиділення бетону в різні терміни твердіння (Q_τ) може бути використана залежність:

$$Q_\tau = q_\tau Ц, \quad (2.5)$$

де q_τ – питоме тепловиділення цементу у віці τ діб.

Ця залежність використовується при розрахунку теплового балансу для термосного витримування бетону. При витраті цементу, наприклад, 300 кг/м^3 і осадці конуса 2 см за формулою (2.4) $Q_\tau = 286 q_\tau$, за формулою (2.5) $Q_\tau = 300 q_\tau$, тобто відхилення не перевищує 5%.

Для розрахунку q_τ при використанні портландцементу без мінеральних добавок справедливо адитивне рівняння:

$$q_\tau = a_\tau C_3S + e_\tau C_2S + c_\tau C_3A + d_\tau C_4AF, \quad (2.6)$$

де C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF – розрахунковий вміст відповідних мінералів, %;

a_τ , e_τ , c_τ , d_τ – ефекти окремих мінералів у тепловиділенні цементу для віку τ доби (табл. 2.2).

Таблиця 2.2

Ефекти окремих клінкерних мінералів у процесі тепловиділення портландцементу в кДж/кг, % на 1% мінералу

Час твердіння, діб	Мінерал			
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
3	3,902	0,668	6,371	-0,500
7	4,591	0,970	8,690	-1,739
28	4,796	0,643	9,656	0,588
90	4,969	0,970	10,324	1,394
180	5,124	1,869	10,319	1,604
365	5,330	2,234	10,605	1,68

Використання рівняння (2.6) при прогнозуванні тепловиділення реальних цементів на практиці зустрічається рідко. Це обумовлено тим, що бездобавочні цементи використовуються в досить обмеженій кількості, однак і для них, крім мінералогічного складу (рис. 2.2), на тепловиділення істотно впливають тонкість помелу, наявність домішок у клінкері і ін. Цінність адитивної залежності тепловиділення, разом з тим, може бути досить високою, якщо стоїть завдання проектування складу цементного клінкеру із заданим тепловиділенням.

Н.Б. Марьямовим запропонована формула для визначення тепловиділення бетону (Q_{τ}) в залежності від питомого тепловиділення цементу у віці 28 діб. (q_{28}), В/Ц, температури бетону (t_6) і тривалості твердіння (τ):

$$Q_{\tau} = 0,00097 q_{28} (B / Ц)^{0,44} t_6 \tau . \quad (2.7)$$

Для практичних розрахунків по цій формулі побудована номограма (рис. 2.3).

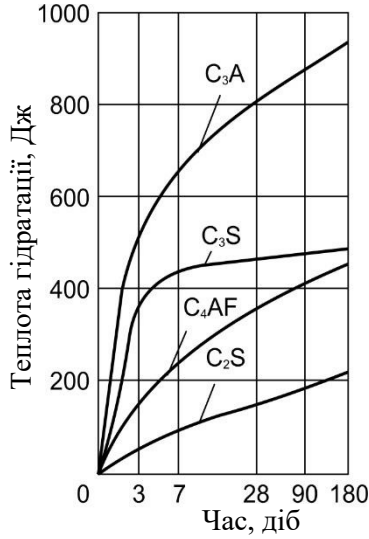


Рис. 2.2. Тепловиділення при гідратації клінкерних мінералів

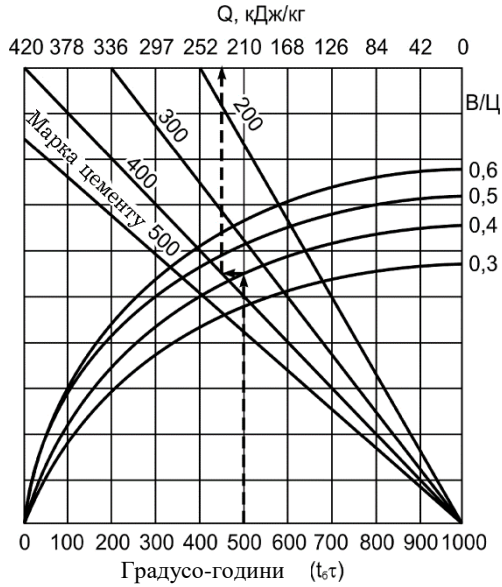


Рис. 2.3. Номограма для визначення тепловиділення бетону, виготовленого на портландцементі, при тепловій обробці

Формулу (2.7) можливо використовувати для оцінки тепловиділення цементу і бетону в процесі пропарювання при t_6 50-90° С. Уже за перші 3...4 год пропарювання бетону виділяється близько 20% усього тепла, що витрачається на нагрівання виробів, і воно повинно враховуватися при теплотехнічних розрахунках. Недоліками формули (2.7) є необхідність знання 28-добового тепловиділення цементу і неврахування особливостей тепловиділення різних видів цементу при нагріванні.

При розрахунках тепловиділення бетону в масивах і при зимовому бетонуванні зручне використання усереднених експериментальних даних з питомого тепловиділення різних видів цементу залежно від температури і тривалості твердіння (табл. 2.3) бетону.

Таблиця 2.3

Питоме тепловиділення цементу в бетонах із протиморозними добавками при різних температурах ізотермічного твердіння (за даними С.А.Міронова)

Температура °С	Добавки		Питоме тепловиділення, кДж/кг, у віці, год						
	вид	%	24	48	72	120	168	192	240
Портландцемент									
0	без добавки	-	18	52,8	88,8	132,3	161,2	171,2	187
	CaCl ₂ + NaCl	3+7	39,8	78,7	111,8	169	207,7	221,9	245,8
	K ₂ CO ₃	10	54	104,7	159,1	225,7	257,5	269,2	288,5
	NaNO ₂	10	36,8	72,4	100,5	150,3	193,9	212,7	244,9
-10	CaCl ₂ + NaCl	3+7	2,5	6,3	9,6	22,6	33,1	36	45,2
	K ₂ CO ₃	10	5	12,9	21,8	53,2	82,1	96,3	118,5
	NaNO ₂	10	-	-	0,8	7,5	15,5	20,9	29,3
20	без добавки	-	111,4	185,9	220,2	262,9	289,7	299,8	316,5

продовження табл. 2.3

Температура °С	Добавки		Питоме тепловиділення, кДж/кг, у віці, год						
	вид	%	24	48	72	120	168	192	240
Швидкотверднучий портландцемент									
-10	CaCl ₂ + NaCl	3+7	10,5	20,9	22,6	60,3	82,5	90,9	108,4
	K ₂ CO ₃	10	10,9	23,7	40,6	78,7	112,2	126,4	145,7
	NaNO ₂	10	–	–	5,9	36,8	68,7	82,1	105,9
20	без добавки	-	137,3	212,7	257,9	310,7	335,8	345,4	357,2

Примітка: Добавки NaNO₂ і K₂CO₃ дані в % від маси цементу, CaCl₂ і NaCl – від маси води.

Для зведення масивних гідротехнічних споруд за спеціальними технічними умовами виготовляють низько- і помірнотермічні цементи.

До *низькотермічних* відносять цементи з величиною у 3-добовому віці – не більше 270 кДж/кг при випробуванні термосним методом. *Помірнотермічними* вважають цементи з величиною тепловиділення в 7-добовому віці не більше 315 кДж/кг.

Вперше низькотермічний цемент був використаний при будівництві греблі Морріс на р. Сан-Габріель (США) у 1932 р. Згодом у США були стандартизовані різні типи портландцементу. Цементи типів II і IV відносяться відповідно до помірнотермічного і низькотермічного портландцементів. У цементі II-го типу вміст C₃S нормується не більше 50%, C₃A – 8%, IV-го типу – C₃S – не більше 35%, C₂S не менше 40% та C₃A – не більше 7%.

Тепловиділення типових американських цементів наведено в табл. 2.4.

Перші технічні умови на цемент для гідротехнічного будівництва були розроблені в 1941р. для Верхньосвірської ГЕС. Потім вони розроблялися для більшості споруд великих ГЕС. Наприклад, для будівництва Красноярської ГЕС

використовувався портландцемент із вмістом C_3S 45...50%, C_3A не більше 7% без мінеральних добавок. Для бетону до якого не пред'являлися підвищені вимоги за морозостійкістю використовувався також шлакопортландцемент із вмістом доменного гранульованого шлаку не більше 40%. Технічні умови для ряду ГЕС у зонах гребель, де не пред'являлися вимоги за морозостійкістю, допускали застосування пуцоланових цементів.

Таблиця 2.4

Тепловиділення типових американських цементів

Тип і найменування портландцементу	Середня теплота гідратації при 21° С в кДж/кг у віці					
	3 добы	7 діб	28 діб	3 міс	1 рік	6,5 років
Швидкотверднучий (тип III)	315	386,4	424,2	449,4	474,6	508,2
Звичайний (тип I)	256,2	336	403,2	436,8	457,8	491,4
Помірнотермічний (тип II)	197,4	256,2	336	369,6	399	411,6
Низькотермічний (тип IV)	172,2	210	277,2	315	340,2	357

Дослідженнями ВНДІГ ім Б.Є. Веденєєва для гідротехнічного бетону було рекомендовано два типи портландцементу; що мають наступний середній мінералогічний склад у %:

	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaO_{\text{вільне}}$ не більше	MgO не більше
Г-1	45	30	6	14	0,5	4
Г-2	54	25	9	9	0,5	4

Портландцемент типу Г-1 рекомендований для морозостійкого бетону зовнішніх зон гідроспоруд із введенням повітрявтягувальних добавок. Клінкер такого складу також може застосовуватися при виготовленні змішаних цементів для внутрішніх і зовнішніх підводних зон масивних споруд.

Портландцемент типу Г-2 використовується в основному для тонкостінних збірних і попередньо напружених гідротехнічних конструкцій із введенням необхідних добавок ПАР.

За величиною тепловиділення до портландцементів із помірною і низкою екзотермією близькі сульфатостійкі цементи.

Поряд із застосуванням спеціальних цементів зі зниженою екзотермією, а також бетонів з відносно низькою витратою цементу зменшення екзотермії бетону досягається зниженням температури бетонних сумішей шляхом попереднього охолодження води замішування і заповнювачів, заміни частини води замішування льодом, запобіганням нагріванню бетонних сумішей при їх транспортуванні, подачі та укладанні.

Для охолодження бетону в практиці гідробудівництва успішно застосовується метод трубного охолодження бетонних масивів, суть якого полягає в пропусканні холодної води по трубах покладених у блоках.

2.2. Стійкість бетону при нагріванні

Нагрівання в інтервалі 200...400° С приводить до поступового зниження міцності цементного каменю і бетону (рис. 2.4) через дегідратацію в основному гідроалюмінатів, а також розпаду і перекристалізації гідросульфоалюмінатів кальцію. При нагріванні понад 300° С порушується структура цементного каменю і бетону в результаті розходження деформацій гідратних продуктів цементного каменю і непрогідратованих зерен цементу. При 500...600° С йде розкладання гідратних новоутворень і дегідратація $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – продукту гідролізу клінкерних мінералів, переважно трикальцієвого силікату, що сприяє подальшому зниженню міцності цементного каменю.

В інтервалі 600...700° С можливе модифікаційне перетворення $\beta - 2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ у $\gamma - 2\text{CaO}\cdot\text{Si}_2$, супроводжуване деяким збільшенням об'єму. Портландцементні зразки, прогріті до температури 600...800° С, цілком руйнуються після витримування їх у повітряно-сухих умовах, в основному в

результаті вторинної гідратації оксиду кальцію. При безперервному нагріванні до 1200° С міцність цементного каменю складає 35...40% міцності контрольних зразків. При цьому розвивається значна усадка - до 1% і більше.

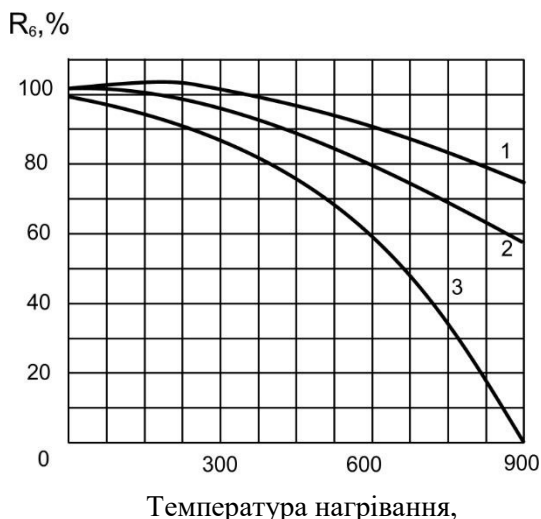


Рис. 2.4. Вплив температури на міцність бетону:

1 – портландцемент 70% + трепел 30%;

2 – портландцемент 70% + пемза 30%;

3 – портландцемент

Встановлення основної причини руйнування цементного каменю – гідратації утвореного при нагріванні оксиду кальцію – дозволило розробити основний спосіб надання йому жаротривких властивостей. Цей спосіб полягає у введенні в цемент або бетонні суміші тонкомелених мінеральних добавок, які хімічно зв'язують CaO , не утворюють з мінералами цементу легкоплавких речовин, є стійкими до впливу високих температур і зменшують усадку цементного каменю при нагріванні.

Як тонкомелені добавки застосовується цілий ряд дисперсних матеріалів, які є хімічно активними по відношенню до CaO – на основі золи-виносу, доменного гранульованого шлаку, шамоту та ін. Тонкомелені добавки вводять у бетонні

суміші зазвичай, коли максимальна температура служби бетону перевищує 350°C , кількість їх призначається, як правило, не менше 30% маси змішаного в'язучого, що складає $100\text{...}150\text{ кг/м}^3$ і збільшується при застосуванні чистоклінкерного портландцементу і підвищенні температури експлуатації бетону. Реакційна здатність добавок при підвищених температурах зростає, коли кремнезем або інші оксиди (глинозем, оксид хрому) в них знаходяться в аморфному або склоподібному стані. Так, реакція взаємодії між CaO і аморфним кремнеземом йде вже при $500\text{...}600^{\circ}\text{C}$, а для кристалічного кварцу вона тільки починається при 600°C . Використання добавок, що містять кварц, небажане і через здатність його до поліморфних перетворень, що викликають порушення структури бетону. Небажане також використання таких добавок як глина, діатоміт та інші, які призводять до значного збільшення усадки. Для підвищення вогнетривких властивостей бетонів застосовують відповідні добавки з вогнетривких матеріалів – хроміту, магнезиту, хромомagneзиту. Ступінь подрібнення добавок повинен бути приблизно таким як і цементу, від нього значною мірою залежить їх реакційна здатність.

На рис. 2.5 наведені за даними К.Д. Некрасова криві зміни міцності на стиск цементного каменю залежно від виду тонкомеленої добавки. Введення тонкомеленої добавки зменшує, як правило, зниження міцності особливо після впливу температури 600°C і вище. Кращі результати отримані при введенні тонкомеленого шамоту. Введення у цемент тонкомелених добавок, які не містять компонентів, здатних зв'язувати оксид кальцію та покращувати жаростійкі властивості цементного каменю, призводить до різкого падіння міцності.

Тонкомелені добавки підвищують температуру початку розм'якшення, якщо утворюють при нагріванні з цементом сполуки, які мають високу вогнетривкість і незначну розчинність у розплаві. До таких добавок належать хроміт та магнезит. Цементний камінь без тонкомеленої добавки руйнується під дією навантаження $0,2\text{ МПа}$ при температурі 1460°C , тоді як зразки з трьома масовими частками магнезиту – понад 1700°C .

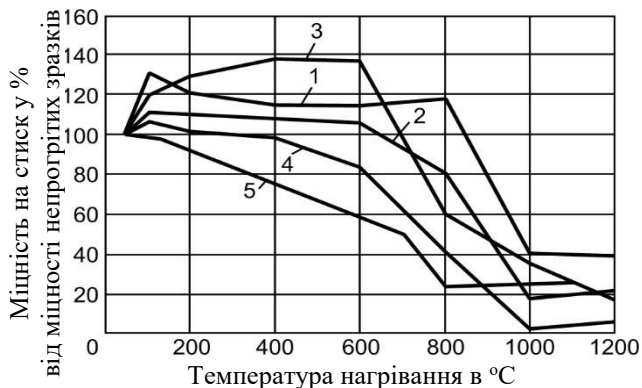


Рис. 2.5. Зміна міцності на стиск цементного каменю при нагріванні залежно від виду тонкомеленої добавки (співвідношення портландцемент: тонкомелена добавка – 1:1 за масою для всіх складів, а для складу з хромітом 1:0,5)
 1 – портландцемент з шамотом; 2 – з меленим кварцом; 3 – з меленим гранульованим шлаком; 4 – без добавок; 5 – з хромітом

Портландцемент за жаростійкістю значно поступається шлакопортландцементу, що утворює при гідратації набагато меншу кількість $\text{Ca}(\text{OH})_2$. При достатній величині залишкової міцності на стиск бетону після нагрівання до 800°C і використанні шлакопортландцементу відпадає необхідність введення тонкомелених добавок.

На портландцементі, швидкотверднучому цементі та шлакопортландцементі виготовляють бетони класів від ІЗ до ІІ2 залежно від виду заповнювачів і тонкомелених добавок.

При нагріванні звичайних цементних бетонів деструктивні процеси відбуваються не тільки в цементному камені, але і в заповнювачах. Такі процеси зумовлені нерівномірним температурним розширенням полімінеральних кристалічних порід, якими є, наприклад, граніти. Непридатні в якості заповнювачів бетонів, що працюють в умовах нагрівання, матеріали, що містять вільний кварц (піщаник, кварцові піски, кварцити та ін.). Найнебезпечнішим є перетворення β -кварцу в α -кварц при 573°C , яке пов'язане зі зменшенням густини зерен і, відповідно, ефектом об'ємного розширення.

Звичайні заповнювачі використовують при температурі до 200° С. Вапняки та доломіти, що широко застосовуються як заповнювачі для важкого бетону, починають розкладатися приблизно при 600° С. Вибір заповнювачів для жаростійких бетонів залежить від максимальної температури їх експлуатації. Заповнювачі з таких вилитих вивержених порід, як андезити, діабазы, базальти, вулканічні туфи, пемза, що не містять вільного кварцу, при введенні в бетонні суміші тонкомелених добавок можуть використовуватися в умовах температури до 700...800° С. У такому ж діапазоні температури використовуються доменні відвальні шлаки, що не розпадаються, з модулем основності не більше 1, а також паливні шлаки і бій звичайної глиняної цегли.

Для легких жаростійких бетонів як заповнювачі використовують керамзит, перліт, вермикуліт.

Найбільшого поширення як заповнювач жаростійких бетонів отримав *шамот*. До шамотних належать матеріали з вмістом $Al_2O_3 + TiO_2$ від 30 до 45%. Їх отримують випалюванням вогнетривких глин та каолінів до спікання. Випалений продукт сортують, подрібнюють та розсіюють за фракціями.

Для жаростійких бетонів з найбільш високою температурою застосування в якості заповнювачів використовують бій магнезитових, хромомагнезитових, корундових та інших вогнетривів.

Важкі жаростійкі бетони на портландцементі виготовляють зазвичай класів В15...В40. Легкі жаростійкі бетони мають міцність, що відповідає класам В2,5...В15 та густину 500...1200 кг/м³. Мінімально допустима залишкова міцність бетонів після нагрівання до 800° С становить 30...50% початкової міцності.

Важливим показником тріщиностійкості жаростійких бетонів є *усадка*. Вона зумовлена в основному усадкою цементного каменю, яка зростає не тільки зі збільшенням водоцементного відношення, а й з підвищенням температури нагріву. Усадка бетонів при сушінні становить 0,04...0,07%. При 800...1100° С лінійна усадка жаростійкого бетону зростає до 0,2...0,7%. Величина усадки збільшується з підвищенням витрат цементу та тонкомеленої добавки.

Якість жаростійких бетонів значною мірою залежить від режиму сушіння та першого нагріву.

При роботі теплових агрегатів жаростійкі бетони піддаються різким коливанням температури, що є однією з основних причин появи тріщин і відколів на футеровці.

Здатність бетону протидіяти, не руйнуючись, спільній дії механічного експлуатаційного навантаження і термічних напружень при певній кількості циклів нагрівання і охолодження або при визначеному температурному градієнті, називають *термостійкістю*. Вимоги до термостійкості бетону і залізобетонних конструкцій залежать від їх призначення, конкретних умов експлуатації.

Термічна стійкість бетону, що характеризується кількістю циклів нагрівання і охолодження до певного зниження міцності, лінійно зв'язана з його коефіцієнтом термічного розширення (к.т.р.) (рис. 2.6). Для цементного каменю величина к.т.р. знаходиться в межах від 10×10^{-6} до $18,3 \times 10^{-6}$ на 1°C . Зі збільшенням вмісту заповнювача цей показник зменшується. Нижче приведена за даними А.М. Невіля зміна величини к.т.р. для цементно-піщаного розчину:

цемент : пісок	к.т.р. $\times 10^{-6}$ на 1°C
1:0	17,2
1:1	12,5
1:3	10,3
1:6	9,3

Істотний вплив на величину к.т.р. має вид заповнювача.

Одним з найважливіших факторів, що також впливають на термічне розширення і термостійкість бетону, є його вологість. Рівноважна вологість важкого бетону, тобто його вологість, яка встановлюється при відповідних параметрах повітря, залежить від проникності бетону, ступеня гідратації і виду в'язучого, відносної вологості (відношення кількості водяної пари в повітрі до максимальної кількості пари при даній температурі) і температури навколишнього середовища. Наприклад, для важкого бетону на портландцементі з В/Ц=0,5 при $t=20^\circ \text{C}$ рівноважна вологість коливається від 0,5 до 6,8% при зміні відносної вологості від 0,15 до 0,95. При інтенсивному тепловому

впливі руйнуванню більше піддаються поверхневі шари бетону у виробках і конструкціях з найбільшим градієнтом вологості. Тиск пари в бетоні в значній мірі залежить від швидкості нагрівання, проникності і початкової вологості. Найбільший тиск пари від теплового впливу спостерігається при заповненні водою 70...80% порового простору.

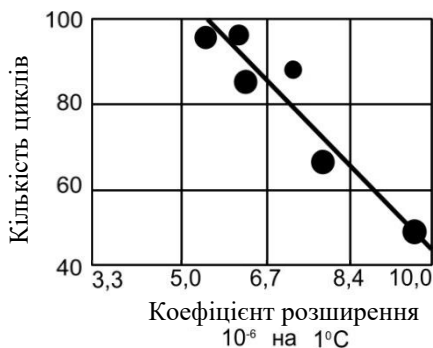


Рис. 2.6. Залежність між коефіцієнтом лінійного термічного розширення бетону і кількістю циклів нагрівання і охолодження, необхідних для зниження величини границі міцності при згині на 75%

Термостійкість бетону збільшується зі зменшенням розміру крупного заповнювача, ретельному приготуванні бетонної суміші і догляді за бетоном при його твердінні з метою одержання структури з найменшою кількістю і мінімальними по довжині тріщинами.

Величина коефіцієнта розширення і термостійкість зменшуються з віком бетону. Більшою термостійкістю буде володіти бетон з меншими значеннями модуля пружності, більшою теплопровідністю. Важливе значення має також розходження температурних деформацій крупного заповнювача і розчинової частини. Термостійкість бетону можна збільшити дисперсним армуванням температуростійкими волокнами з азбесту, базальту або сталевих фібр, конструктивним армуванням, застосуванням заповнювачів з андезиту, базальту, діабазу і інших матеріалів, що забезпечують мінімальну різницю температурних деформацій окремих компонентів.

Специфічним видом руйнування бетону при тепловій дії є руйнування під впливом вогню в умовах пожежі. Під впливом високотемпературного полум'я знижується несуча здатність бетонних і залізобетонних конструкцій, а через певний час під дією вогню можливе їх руйнування. Зниження міцності бетону в умовах пожежі відбувається, в основному, в результаті розвитку внутрішніх напружень внаслідок відмінності температурного коефіцієнта лінійного розширення цементного каменю і заповнювачів.

Вогнестійкість бетону як і вогнестійкість інших будівельних матеріалів характеризується *границею вогнестійкості*. Границею вогнестійкості будівельних конструкцій називається час, протягом якого вони зберігають несучі та огорожувальні функції в умовах пожежі. Втрата конструкцією несучої здатності супроводжується її раптовим або дуже швидким обваленням. Огорожувальна здатність конструкцій втрачається, коли температура поверхні, що не обігривається, в середньому зростає на 160°C і в суміжних приміщеннях можливе самозаймання матеріалів. При цьому в конструкціях утворюються наскрізні тріщини, через які проникають продукти горіння та полум'я.

Границя вогнестійкості визначається випробуванням зразків у спеціальній камері, де тепловий режим підтримують у відповідності зі стандартною кривою температура-час.

Границя вогнестійкості бетонних та залізобетонних конструкцій становить 2...5 год. Наприклад, залізобетонні колони в будівлях 1-го ступеня вогнестійкості при пожежі не повинні руйнуватися раніше 2,5 годин. Границю вогнестійкості підвищують, збільшуючи товщину бетонного шару та підбираючи відповідний склад бетону.

2.3. Жаростійкі бетони

Загальні відомості. До жаростійких належать бетони, що мають здатність при тривалому впливі високих температур (до 1800°C) зберігати в необхідних межах фізико-механічні властивості.

За призначенням жаростійкі бетони розділяють на конструкційні та теплоізоляційні, за структурою – на щільні, важкі, легкі та ніздрюваті.

Жаростійкі бетони також поділяють:

за видом в'язучого – на портландцементі та його різновидах; алюмінатних цементах(глиноземистому та високоглиноземистому); силікатних(рідкому склі), фосфатних та магнезіальних в'язучих;

за видом тонкозмеленої добавки – з шамотною, кордієритовою, золошлаковою, керамзитовою, аглопоритовою, периклазовою та ін.;

за видом заповнювача – з шамотним, корундовим, магнезитовим, карборундовим, кордієритовим, андезитовим, перлитовим та ін.

Технічні вимоги до основних видів жаростійких бетонів, що застосовуються у будівництві та виготовляються на основі портландцементу, алюмінатних цементах та силікатному (рідкому склі) в'язучому наведені в ДСТУ БВ.2.7-249:2011.

Жаростійкий бетон із середньою густиною більше 1400 кг/м³ призначений для несучих конструкцій, до 1400 кг/м³ включно – для ненесучих огороджувачих конструкцій та як теплоізоляційний матеріал.

Для жаростійких бетонів встановлено 14 класів за гранично допустимою температурою застосування. Для бетонів класів ИЗ...И180 вона становить відповідно 300...1800° С.

Поряд з гранично допустимою температурою для кожного класу бетону нормують значення залишкової міцності та температуру деформації під навантаженням.

Поряд з міцністю бетону в проектному віці при виготовленні жаростійких бетонів, визначається контрольна міцність після витримання зразків у певних умовах. Для бетонів на портландцементі, шлакопортландцементі та високоглиноземистих цементах витримання зразків проводиться в нормальних умовах протягом 7 діб (можливе пропарювання), потім здійснюється їх висушування до постійної маси. Зразки бетонів на глиноземному цементі витримують 3 доби в нормальних умовах. При застосуванні рідкого скла як

в'яжучого, зразки витримують при температурі 20° С і відносній вологості не більше 60% протягом 3 діб, потім їх висушують до постійної маси.

Режим тверднення зразків при використанні для виготовлення бетонів ортофосфорної кислоти залежить від виду заповнювачів.

При необхідності для жаростійких бетонів нормуються також марки бетону за термостійкістю – числом водних (T_1) або повітряних (T_2) тепломінів: T_15 ; T_10 ; T_15 ; T_20 ; T_30 ; T_40 ; T_210 ; T_215 ; T_220 ; T_225 .

Бетонні та залізобетонні конструкції із жаростійких бетонів, що працюють при незмінному впливі високих температур повинні мати марку за термічною стійкістю не нижче T_15 , циклічному – T_15 , циклічному з різким охолодженням повітрям або водою – T_25 . При повітряних тепломінах марки бетонів при постійному нагріванні повинні бути не нижче T_210 , циклічному – T_220 .

Для бетонів із середньою густиною не нижче 1500 кг/м³ за відповідних умов експлуатації конструкцій та виробів можуть також нормуватися марки за водонепроникністю та морозостійкістю.

Для фундаментів та інших споруд, що знаходяться під землею нижче рівня ґрунтових вод, марка за водонепроникністю бетону повинна бути не нижче W6, для теплових агрегатів – W10. При циклічній дії температури нижче 0° С в період будівництва теплових агрегатів або при їх зупинці жаростійкий бетон з середньою густиною 1500 кг/м³ і більше повинен мати марки за морозостійкістю F15, F25, F35, F50, F75.

Після нагріву до визначено допустимої температури для бетонів класів И13...И18 значення усадки не повинні перевищувати:

- 1% при густині бетону 1500 кг/м³ і більше;
- 1,5% – при густині менше 1500 кг/м³;
- 2% – для ніздрюватих бетонів.

Вибір в'яжучого для жаростійких бетонів проводиться з урахуванням досягнення, крім необхідних фізико-механічних властивостей, корозійної стійкості при дії високих температур і

агресивного середовища. При дії нейтрального і лужного газових середовищ рекомендується застосування жаростійкого бетону на портландцементі та шлакопортландцементі, кислого газового середовища і розплавів лужних металів – бетону на рідкому склі.

Для бетонів на портландцементі та рідкому склі застосовують тонкомелені добавки, стійкі до дії високих температур на основі шамоту, кордіериту, золошлакових сумішей ТЕС, керамзиту, аглопориту та ін. Для отримання тонкомеленої добавки використовують також подрібнені жаростійкі бетони. Тонкість помелу добавок повинна бути такою, щоб при просіюванні через сито №008 проходило не менше 50% взятої проби. У добавках вміст вільних СаО та MgO не повинен перевищувати 3%, а карбонатів – 2%.

Заповнювачі жаростійких бетонів вибирають залежно від граничної температури, міцності та інших нормованих властивостей застосування бетонів.

При температурі експлуатації до 600...800° С як заповнювачі знаходять застосування гірські породи, що не містять значної кількості вільного кварцу (андезити, базальти, діабазы, туфи, пемза), а також доменні шлаки, керамзит, аглопорит та ін. Для бетонів, які експлуатуються при температурі 1200...1700° С, як заповнювачі застосовують різні вогнетривкі матеріали – шамот, хроміт, кордіерит, корунд та ін.

Жаростійкі бетони на портландцементі та шлакопортландцементі. Ці різновиди жаростійких бетонів застосовують для зведення теплових агрегатів, конструкцій газоходів, димових труб, елементів захисних стін та перекриттів АЕС та для багатьох інших конструкцій та споруд. Їхні властивості наведені у табл. 2.5.

Для отримання жаростійких бетонів застосовують портландцемент, портландцемент з мінеральними добавками, швидкотверднучий портландцемент та шлакопортландцемент марки не нижче 400.

Основні властивості жаростійких бетонів на портландцементі наведені у табл. 2.5.

Орієнтовні склади жаростійких бетонів на портландцементі та шлакопортландцементі за даними

К.Д. Некрасова та А.Л. Тарасової наведені у табл. 2.6. Осадка конуса бетонних сумішей зазвичай приймається не більше 2 см.

Таблиця 2.5

Основні властивості жаростійких бетонів на портландцементі

Вид вихідних матеріалів		Клас бетону за граничною температурою застосування	Максимальна проектна марка за міцністю	Залишкова міцність на стиск до 800° С, %, не менше	Температурна усадка після нагрівання до граничної температури, %, не більше	Термічна стійкість, кількість теплосмін 800-20°С (вода)
Тонкомелені добавки	Заповнювачі					
Шамотні	Шамотні	12	M450	30	0,6	12
З бетонного лому жаростійких бетонів із заповнювачами з шамоту та феромолібденового шлаку		11	M400	30	0,5	11
Шамотні, кордієритові	Кордієритові	11	M450	30	0,6	10
Шамотні, бетонні, з феромолібденового шлаку	З шлаків виробництва вуглецевого ферохрому	11	M400	50	0,4	19
З золи-виносу, аглопориту, керамзиту, бою глиняної цегли, шамоту	Спучений вермикуліт	10	M15	40	0,6	–

продовження табл. 2.5

Вид вихідних матеріалів		Клас бетону за граничною температурою застосування	Максимальна проектна марка за міцністю	Залишкова міцність на стиск до 800°С, %, не менше	Температурна усадка після нагрівання до граничної температури, %, не більше	Термічна стійкість, кількість тепловихмін 800-20°С (вода)
Тонкомелені добавки	Заповнювачі					
З золи-виносу, аглопориту, керамзиту, бою глиняної цегли, шамоту	З суміші керамзиту та спученого вермикуліту	10	M35	40	0,6	–
З золи-виносу, аглопориту, керамзиту, бою глиняної цегли, шамоту	Керамзитові	10	M50-200	40	0,6	–

Густина укладених жаростійких бетонів, залежить від виду заповнювача і становить в середньому, $\text{кг}/\text{м}^3$: на хроміті – 3000, магнетиті – 2600, базальті, діабазі, андезиті – 2400, шамоті – 2200, цегляному щебені – 1800 $\text{кг}/\text{м}^3$. Для бетонів, що зазнають теплового удару, не використовують магнетитовий заповнювач, який має високий температурний коефіцієнт лінійного розширення, а також обмежують максимальний розмір щебеню – 10...20 мм.

Таблиця 2.6

Орієнтовні склади жаростійких бетонів

Тонкомелена добавка	Заповнювачі	Витрати матеріалів, кг/м ³				Максимальна температура служби бетону ненесучої футеровки, °С
		цемент	тонкомелена добавка	заповнювачі		
				дрібний	крупний	
З золи-виносу, глиняної цегли, пемзи, доменного гранульованого шлаку	Андезитовий, базальтовий, діоритовий, діабазовий	350	120	850	900	700
	Відвальний доменний шлак	350	120	900	1000	700
	Артикський туф	350	120	500	600	700
З паливного шлаку	З паливного шлаку	350	120	500	600	800
Зі звичайної глиняної цегли	Зі звичайної глиняної цегли	350	120	500	600	900
З шамоту класу В, лесу, золи-виносу	З шамоту класу В	350	120	650	700	1000-1100
З шамоту класу В	З шамоту класу В	350	700	650	700-750	1100-1200

Технологія приготування жаростійких цементних бетонів практично не відрізняється від технології звичайних бетонів. Конструкції з жаростійких бетонів до введення в експлуатацію повинні бути просушені і виведені на робочу температуру за спеціально призначеним режимом. Швидкість підйому

температури при сушінні і першому нагріванні бетону призначається з умови:

$$(\sigma_p + P) < R_p', \quad (2.8)$$

де P – тиск пари води;

σ_p – розтягуючі температурні напруження;

R_p' – границя міцності нагрітого бетону при розтягу.

При різкому підйомі температури і спільній дії температурно-вологісних напружень та тиску пари води можлива поява у бетоні тріщин і його руйнування. При високій швидкості тріщиноутворення виникає динамічний ефект і руйнування відбувається майже миттєво у вигляді вибуху. Для запобігання появи тріщин у бетоні швидкість підйому температури при першому нагріванні не повинна перевищувати 10...15° С за годину. При повторному нагріванні бетону швидкість підйому температури може збільшуватися до 30° С за годину, а зниження – до 50° С за годину.

Жаростійкі бетони на алюмінатних цементах. На алюмінатних – глиноземистому та високоглиноземистих цементах – виготовляють жаростійкі бетони високих класів (И8...И18) за граничною температурою застосування. Висока жаростійкість алюмінатних цементів зумовлена їх хіміко-мінералогічним складом. Основним мінералом глиноземистого цементу є моноалюмінат кальцію – $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (CA), високоглиноземистих – діалюмінат кальцію $\text{CaO} \cdot 2\text{Al}_2\text{O}_3$ (CA_2). Нормований хімічний склад алюмінатних цементів наведено у табл. 2.7.

Бетони на глиноземистому цементі стійкі при температурі до 1300° С, а з заповнювачами з корунду та плавленого оксиду алюмінію до 1600° С та вище. Найбільш висока вогнетривкість досягається при застосуванні високоглиноземистих цементів.

При використанні алюмінатних цементів можуть бути отримані як важкі, так і легкі жаростійкі бетони. Для важких бетонів у якості заповнювачів використовують корунд, шамот, муліт, бій алюмосилікатних виробів та ін.

Таблиця 2.7

Хімічний склад алюмінатних цементів

Вид цементу	Вміст оксидів у %						
	Al ₂ O ₃ не менше	CaO	Fe ₂ O ₃	SiO ₂	MgO	SO ₃	TiO ₂
		не більше					
Глиноземистий цемент (ГЦ)	35	-	-	-	-	-	-
Високоглиноземисті цементи:							
ВГЦ I	60	32	1,0	3,0	1,5	2,0	0,05
ВГЦ II	70	28	1,0	1,5	1,0	2,0	0,05
ВГЦ III	80	18	0,5	0,5	0,5	0,5	0,05

Позитивними особливостями жаростійких бетонів на алюмінатних цементах є їх висока механічна міцність, що досягається вже в ранньому віці (табл. 2.8) (бетони на високоглиноземистих цементах тверднуть повільніше), підвищена стійкість при різких коливаннях температури, незначна термічна усадка, невеликий коефіцієнт лінійного розширення при нагріванні і низький коефіцієнт теплопровідності. Властивості бетонів можна додатково поліпшити, вводячи деякі добавки (табл. 2.8).

При нагріванні до 800...1100° С міцність бетонів на алюмінатних цементах дещо знижується внаслідок процесів дегідратації. Однак при подальшому нагріванні починається спікання матеріалу і міцність знову збільшується.

Характерні рекомендовані склади жаростійких бетонів на глиноземистому цементі наведені в табл. 2.9.

Конструкції з жаростійких бетонів на основі глиноземистого цементу можуть піддаватися дії вогню через 24 години після їх виготовлення, швидкість підйому температури обмежується при нагріванні до 500° С, при подальшому нагріванні вона може збільшуватися.

Покращення ряду властивостей бетонів при дії високих температур досягається при застосуванні барій- та боровмісних алюмінатних цементів.

Таблиця 2.8

**Характеристики жаростійких бетонів
на глиноземистому цементі (за даними Т.В. Кузнецової)**

Цемент і вид добавки	Міцність бетонів, МПа				Термо- стій- кість, цикли
	тридобового тверднення	після нагріву		Усадка, %	
		до 100°С	до 800°С		
Глиноземистий цемент	32,6	36,7	15,3	0,65	20
Те ж, з добавкою шлаків феротитану	32,0	34,5	19,2	0,37	25
Те ж, з добавкою відходів вогнетривких виробів	31,0	32,5	20,6	0,5	28
Те ж, з добавкою технічного глинозему	30,0	32,5	18,7	0,6	28

Таблиця 2.9

**Склади та властивості жаростійких бетонів
на глиноземистому цементі**

Компоненти бетону	Вміст за масою, %	Температура деформацій під навантаженням, °С		Вогнетрив- кість, °С	Лінійна усадка,%
		початок	кінець		
Глиноземистий цемент	15...20	1200- 1350	1300- 1400	1450-1500	0,2-0,3
Шамотний порошок	80...85				
Глиноземистий цемент	7...15	1280- 1340	1340- 1380	1800	1-2
Хромітовий порошок	85...93				
Глиноземистий цемент	10...15	1350	1400	1800	1-2
Хромітовий порошок	55...70				
Магнетитовий порошок	20...30				

Жаростійкі бетони на рідкому склі та фосфатних

в'язучих. Для отримання жаростійких бетонів з граничною температурою застосування 800...1600° С застосовують рідке скло.

Промисловістю виготовляються три марки рідкого скла: А - низькомодульне, Б - середньомодульне та В - високомодульне (табл. 2.10).

Таблиця 2.10

Марки промислових рідких стекел

Характеристика скла	Вміст оксидів, %		Модуль n
	SiO ₂	Na ₂ O	
Низькомодульне (марка А)	29,7...30,7	12,3...13,2	2,31...2,60
Середньомодульне (марка Б)	30,8...31,9	11,0...12,1	2,61...3,0
Високомодульне (марка В)	32,0...33,1	9,8...11,0	3,0...3,5

Для отримання жаростійких бетонів застосовують рідке скло з силікатним модулем n=2.4...3.

Розчини натрієвого рідкого скла виготовляють густиною 1,36...1,45, калієвого 1,4...1,56 г/см³. При отриманні рідкого скла з силікат-брили на швидкість розчинення впливає її дисперсність та концентрація у воді (рис. 2.7, 2.8)

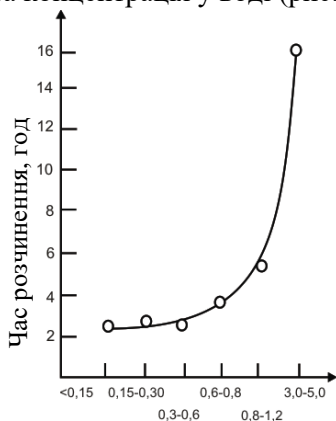


Рис. 2.7. Вплив дисперсності силікат-брили на швидкість розчинення

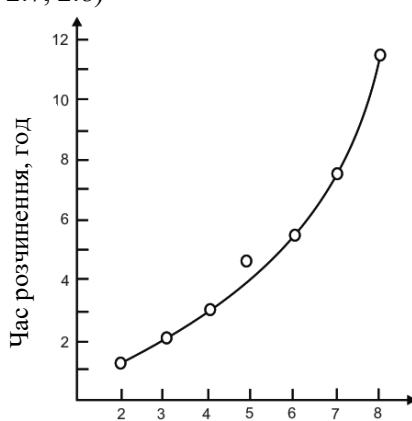
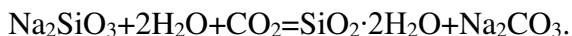


Рис. 2.8. Вплив масового співвідношення силікат-брили та води на швидкість розчинення

Найкращі в'язучі властивості натрієвого рідкого скла

характерні при силікатному модулі 2...3,5, калієвого 2,5...4. При підвищенні силікатного модуля вище 3,3 істотно збільшується водостійкість рідкого скла, яке можна віднести до в'язучих повітряного твердіння. Міцність композитів на основі рідкого скла зростає зі збільшенням густини розчину скла (до 1,5 г/см³ і вище). Разом з тим, зі збільшенням густини різко зростає в'язкість розчинів і ускладнюється отримання легкооброблюваних сумішей.

У закритих ємностях рідке скло не твердне. На повітрі йде повільне тверднення у результаті взаємодії лужного силікату з вуглекислим газом з виділенням гелю кремнієвої кислоти SiO₂·2H₂O, що утворює штучний камінь. Реакція спрощено відбувається за схемою:



Цей процес відбувається досить повільно через утворення на поверхні практично непроникної плівки.

Найбільш поширений спосіб переведення рідкого скла у твердий стан полягає в додаванні різних реагентів-затверджувачів. Особливе місце серед затверджувачів займають фторсилікати лужних металів. На практиці з цією метою застосовують переважно кремнефторид натрію Na₂SiF₆.

В останні роки розроблено ряд швидкотверднучих і високоміцних фосфатних в'язучих композицій, що мають високу жаростійкість. До них належать, наприклад, *магнійамонійфосфатні цементи*, тверднення яких пов'язане зі взаємодією оксиду магнію з водними розчинами амонійфосфатів. Використання у в'язучих системах амонійфосфатів істотно покращує їх фізико-механічні характеристики. Оксид магнію випадають при температурі вище 1300° С. Вплив складу на кінетику наростання міцності магнійамонійфосфатних цементів наведено в табл. 2.11.

Магнійамонійфосфатні цементи мають стійкість до дії температури не менше 1000° С.

Таблиця 2.11

Вплив складу на міцність магнійфосфатного цементу

Співвідношення MgO/амонію фосфат	Міцність на стиск, МПа		
	1 год	5 год	24 год
1/4	1	3,5	6,5
3/7	1	4,5	7,0
2/3	7	11	12
1	10	18	19
3/2	15	22	22

Високі технічні властивості характерні для в'язучих систем на основі тальку - шаруватого магнезійного силікату з вмістом MgO близько 30%. *Талькофосфатні в'язучі* тверднуть при 140° С і дозволяють отримувати матеріали з високою міцністю на стиск та вогнетривкістю 1450° С. Ці показники можуть бути поліпшені при сухому і особливо гарячому пресуванні.

Великою групою фосфатних в'язучих матеріалів є матеріали з активними компонентами, що містять глинозем. Із застосуванням *алюмофосфатної зв'язки* $Al(H_2PO_4)_3$, кварцових, шамотних та інших вогнетривких компонентів можна отримати високоякісні жаростійкі бетони. Вогнетривкість, наприклад, *динасофосфатних бетонів* досягає 1750° С, а температура початку деформацій – 1660° С.

2.4. Визначення тепловиділення і стійкості бетону до дії високих температур

Тепловиділення бетонної суміші. Для бетонів стандартизований (ДСТУ Б В. 2.7-225:2009) метод визначення тепловиділення цементу в бетоні, що твердне в адіабатичних умовах шляхом вимірювань підйому температури в часі і подальшого проведення необхідних розрахунків. Даний метод певною мірою моделює умови тверднення бетону всередині бетонних масивів.

Для встановлення показника підйому температури тверднучого бетону застосовують калориметр (рис 2.9), до складу якого входить камера із матеріалу низької

теплопровідності, яка забезпечена пристроями для підігрівання і охолодження повітря та автоматичної підтримки адіабатичного режиму тверднення бетонного зразка (з допустимим відхиленням температури середовища від температури бетону не більше $0,2^{\circ}\text{C}$).

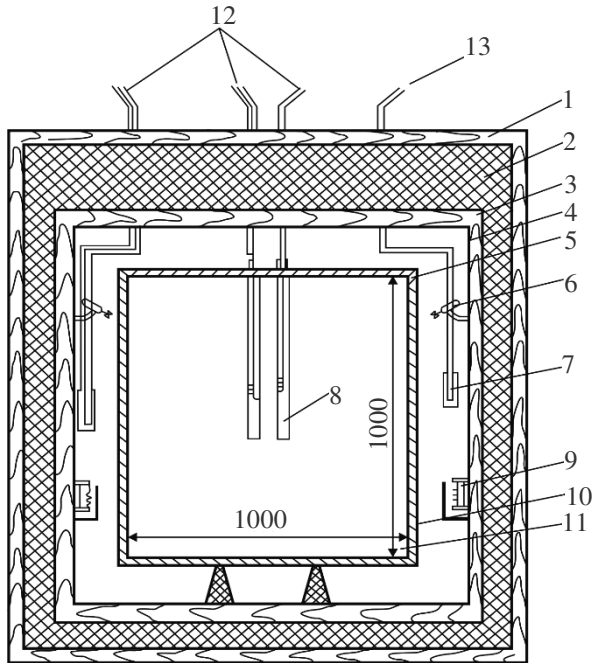


Рис. 2.9. Схема адіабатичного калориметра:

- 1 – зовнішня обшивка з деревини; 2 – теплоізоляція;
- 3 – внутрішня обшивка; 4 – металевий екран; 5 – кришка форми;
- 6 – вентилятор; 7 – термометр опору; 8 – мідна гільза;
- 9 – нагрівний елемент; 10 – форма для бетонної суміші; 11 – бетон;
- 12 – виводи для електронного моста, що реєструє температуру в камері і в бетоні; 13 – виводи до приладу, що автоматично регулює температуру в камері

Бетонну суміш вкладають у форму зразка-куба або циліндра, розмір яких встановлюють із урахуванням крупності заповнювача, вводять датчики температури і піддають

вібруванню. Температуру в камері доводять до температури бетонної суміші. Форму з бетонною сумішшю закривають кожухом і поміщають в адіабатичну камеру, яку потім щільно закривають і включають автоматичний регулюючий пристрій, а також реєструючий прилад, який записує температуру тверднучого бетону. Заміри температури виконують доти поки її зростання не буде перевищувати 1° С за 5 діб.

Питоме тепловиділення цементу в бетоні q , кДж/кг, за даний проміжок часу знаходять за формулою:

$$q = \frac{C_{заг}}{m_{ц}}(t - t_0), \quad (2.9)$$

де $C_{заг} = C_{б.с.} + C_{ф}$ – теплоємність бетонної суміші і форми, кДж/К;

$m_{ц}$ – маса цементу;

t_0 – початкова температура бетонної суміші, К;

t – температура бетону наприкінці даного проміжку часу.

Теплоємність бетонної суміші в кДж/К, можна знаходити за формулою:

$$C_{б.с.} = 0,84(m_{ц} + m_n + m_{щ}) + 3,76m_в, \quad (2.10)$$

де $m_{ц}$, m_n , $m_{щ}$, $m_в$ – відповідно маса цементу, піску, щебеню (гравію) і води в т/м³.

Теплоємність форми $C_{ф}$, кДж/К розраховують за формулою:

$$C_{ф} = C_{м.ф.} \frac{m_{ф}}{2}, \quad (2.11)$$

де $C_{м.ф.}$ – питома теплоємність матеріалу форми, кДж/(кг·К);

$m_{ф}$ – маса форми з кришкою.

За результатами замірів будують криву підйому температури бетону (рис. 2.10), який тверднув у адіабатичних умовах.

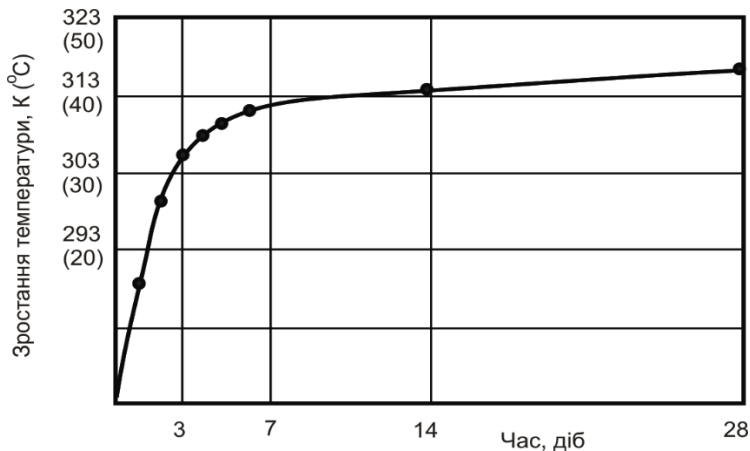


Рис. 2.10. Приклад кривої підйому температури бетону, який тверднув у адіабатичних умовах

Підвищення температури бетону з поправкою на теплоємність форми Δt обчислюють за формулою:

$$\Delta t = \left(1 + \frac{C_{\phi}}{C_{\bar{o}.c.}} \right) (t - t_0). \quad (2.12)$$

Приклад. 2.1. Розрахувати за даними вимірювань в адіабатичному калориметрі (рис. 2.9) питому теплоту гідратації цементу в бетоні в 7 і 28 діб.

Бетон класу С15. Витрати матеріалів: Ц – 210 кг/м³; П – 465 кг/м³; Щ – 1155 кг/м³; В – 112 кг/м³. Маса форми з кришкою $m_{\phi}=4,2$ кг. Теплоємність матеріалу форми $C_{m.\phi}=4,2$ кДж/К.

1. За формулою (2.10) знаходимо теплоємність бетонної суміші:

$$C_{\bar{o}.c.} = 0,84(0,21 + 0,465 + 1,155) + 3,76 \cdot 0,112 = 1,958 \text{ кДж/К}$$

2. Теплоємність форми C_{ϕ} , кДж/К розраховують за формулою (2.11):

$$C_{\phi} = 0,5 \frac{4,2}{2} = 1,05 \text{кДж} / \text{К} .$$

3. Визначаємо загальну теплоємність:

$$C_{заг} = 1,958 + 1,05 = 3,008 \text{кДж} / \text{К} .$$

4. За формулою (2.12) обчислюємо підвищення температури бетону з поправкою на теплоємність форми Δt . Початкову температуру бетону та температуру бетону у віці 7 та 28 діб знаходимо за рис. 2.10.

Початкова температура 286,4 К. Температура бетону у віці 7 діб – 310,4 К; у віці 28 діб – 317,4 К:

$$\Delta t_7 = \left(1 + \frac{1,05}{1,958} \right) (310,4 - 286,4) = 36,87 \text{К};$$

$$\Delta t_{28} = \left(1 + \frac{1,05}{1,958} \right) (317,4 - 286,4) = 47,63 \text{К}.$$

5. За формулою (2.9) знаходимо питоме тепловиділення цементу в бетоні q , кДж/кг за даний проміжок часу, відповідно в 7 (q_7) і 28 (q_{28}) діб:

$$q_7 = \frac{3,008}{0,21} 36,87 = 521,1 \text{кДж} / \text{кг} ;$$

$$q_{28} = \frac{3,008}{0,21} 47,63 = 682,2 \text{кДж} / \text{кг} .$$

Стійкість бетону при дії високих температур. Стійкість бетону до дії високих температур. Стійкість бетону до дії високих температур визначається випробуванням залишкової міцності на стиск, вогневої усадки, термічної стійкості і температури деформації під навантаженням. Випробування виконують на зразках, що тверділи в камері нормального твердіння або також як бетон в конструкціях. Тривалість твердіння зразків – 7 діб. Зразки на глиноземистому цементі витримують 3 доби. Нагріванню при високих температурах зразки піддають після висушування до постійної маси.

Термічна стійкість бетону. Термостійкість – здатність бетону витримувати різкі зміни температур від гранично допустимої до нормальної (20° С).

Для випробувань виготовляють три зразки-куби з ребром довжиною 7 см із бетонної суміші робочого складу. Зразки витримують при температурі $(20 \pm 5)^\circ \text{C}$ і відносній вологості 90...100% 7 діб, а потім висушують до постійної маси при температурі $(105 \pm 5)^\circ \text{C}$ 48 год. Підйом температури при сушінні зразків повинен відбуватися зі швидкістю 50°C за год, охолоджують зразки після сушіння протягом 4 год.

Для бетонів із середньою густиною не менше 1500 кг/м^3 термостійкість T_1 визначають у водних теплосмінах. Зразки поміщають у піч, попередньо розігріту до розрахункової температури і витримують 40 хв. Коливання температури у печі допускається в межах $\pm 20^\circ \text{C}$. Після 40 хв витримки в печі зразки занурюють у ванну ємністю 10 л з водою кімнатної температури. Зразки охолоджують у воді 5 хв, після виймання з води витримують 10 хв при температурі $(20 \pm 5)^\circ \text{C}$. Потім нагрівання повторюють. Після кожної теплосміни воду у ванні змінюють.

Для бетонів із середньою густиною менше 1500 кг/м^3 і ніздрюватої структури термічну стійкість T_2 визначають у повітряних теплосмінах. Із цією метою після висушування зразки ставлять у попередньо розігріту до розрахункової температури піч і витримують при цій температурі 1 год. Коливання температури в печі допускаються в межах $\pm 20^\circ \text{C}$. Після виймання з печі зразки охолоджують під вентилятором протягом 20 хв. Потім нагрівання повторюють. Після кожної теплосміни зразки оглядають, відмічають появу тріщин, та інші руйнування і визначають втрати маси.

Число теплосмін, що викликало руйнування зразків або втрату бетоном 20% початкової маси приймають за термічну стійкість у водних або повітряних теплосмінах.

Залишкова міцність. Залишкову міцність визначають на висушених зразках-кубах з розміром 10 см. Зразки висушують нагріваючи їх до температури $105 \pm 5^\circ \text{C}$ з витримкою 32 год в сушильній шафі. Одну серію (3 шт.) висушених зразків витримують при нормальних умовах і визначають контрольну міцність при стиску ($R_{\text{СТ}}^k$). Другу серію зразків нагрівають до гранично допустимої температури t_{max} (для бетонів класів 8–18 до 800°C) швидкість піднімання температури ($\Delta t^\circ/\text{год}$) залежить від

її максимального значення (t_{max}). При $t_{max} = 200^{\circ}C$ $\Delta t = 50^{\circ}C$, $400^{\circ}C - 100^{\circ}C$, $600^{\circ}C - 150^{\circ}C$, $800^{\circ}C - 200^{\circ}C$. При максимальній температурі зразки витримують 4 год, охолоджують разом з піччю і визначають міцність при стиску $R_{ст}$. Після витримки зразки не повинні мати пошкоджень.

Залишкова міцність у відповідності до ДСТУ БВ.2.7 – 249:2011 характеризується процентним відношенням міцності бетону на стиск після нагрівання до гранично допустимої температури застосування для бетонів класів ІЗ – І7 і після нагрівання до температури $800^{\circ}C$ для бетонів класів І8 – І18 до міцності бетону в проектному віці.

Значення залишкової міцності коливається залежно від класу бетону з гранично допустимої температури застосування і виду в'язучого (табл. 2.12).

Таблиця 2.12

Значення залишкової міцності залежно від класу бетону за гранично допустимою температурою і видом в'язучого

Клас бетону за гранично допустимою температурою застосування	Вид в'язучого	Залишкова міцність, % не менше
ІЗ	Р	80
	С	80
І6	Р	50
І7		40
	Р,А	30
І8	С	70
І9	Р	
І10	Р,А	30
	С	70
І11	Р,А	30
	С	70
І12	Р,А	30
	С	70
І13	А	30
	С	50
І14		
І15	А	30

продовження табл. 2.12

Клас бетону за гранично допустимою температурою застосування	Вид в'язучого	Залишкова міцність, % не менше
И16		
	S	70
И17	A	30
И18		

Примітка. Вид в'язучого: Р – портландцемент, А – алюмінатні цементи, S – силікатне в'язуче.

Температура деформацій під навантаженням визначають на зразках-циліндрах висотою і діаметром 30 мм. Зразки встановлюють в зоні найвищої температури електричної криптолової печі. Температуру в печі визначають до 1300° С – платино-родієвою термопарою, від 1000° до 1300° С – термопарою і оптичним пірометром, вище 1300° – оптичним пірометром.

Підйом температури в печі виконують зі швидкістю від 10° С/хв до 800° С і 4-5° С/хв вище 800° С.

При підніманні температури кожні 10 хвилин фіксують час, температуру і деформації. Випробування проводять до досягнення зразком стиску на 40% його початкової висоти. За отриманими результатами будують діаграму "температура-деформація". На діаграмі визначають початок, кінець та інтервал розм'якшення жаростійкого бетону при високій температурі.

Для бетонів класів И3-И8 не нормується температура, що відповідає початковим (4%) і граничним (40%) деформаціям, а також руйнуванню.

Для бетонів на портландцементі класу И9 вона нормується відповідно не менше 900 і 950° С, И10 – 1000 і 1050° С, И11 – 1080 і 1150° С, И12 – 1180 і 1250° С. Для бетонів на глиноземистому цементі і рідкому склі, класів И10 – И12 значення температури, що відповідають деформаціям під навантаженням такі ж самі як і для бетонів на портландцементі. Для більш високих класів вони нормуються у наступних межах: И13 – 1270 і 1340° С, И14 – 1360 – 1420° С, И15 – И18 (нормується лише 4%-ва деформація) – 1450, 1600, 1650° С.

3. МОРОЗОСТІЙКІСТЬ БЕТОНУ

Морозостійкість бетону – здатність його зберігати міцність та експлуатаційну надійність при дії поперемінного заморожування та відтавання у насиченому водою стані. Руйнування бетону у водонасиченому стані при циклічній дії позитивних та негативних температур, а також змінних негативних температур обумовлено комплексом фізичних корозійних процесів, що викликають значні деформації та механічні пошкодження виробів та конструкцій.

3.1. Механізм морозного руйнування бетону

Морозостійкість бетону обумовлена насамперед будовою його порового простору. У цементному камені при його твердінні утворюється декілька видів пор, що впливають на його структуру: пори цементного гелю, капілярні, контракційні та умовно замкнуті пори.

Пори гелю характеризуються мінімальною проникністю для рідин і газів (коефіцієнт проникності для пор гелю менше 10^{-10} м/с). Перенесення рідкої фази в порах гелю можливе лише за механізмом молекулярної дифузії. Вода в порах гелю при експлуатації бетонних та залізобетонних конструкцій не замерзає, що пояснюється їх розміром (1...1,5 нм), вмістом у поровій рідині добавок-електролітів.

Капілярні пори можна уявити як частину об'єму води цементного тіста, яка заповнена продуктами гідратації цементу. *Мікрокапіляри* мають розмір менше 10^{-1} мкм. Вони мають здатність до капілярної конденсації вологи, що обумовлює гігроскопічність матеріалів. *Макрокапіляри* з радіусом більше 0,1 мкм (зазвичай до 10 мкм) заповнюються водою лише за безпосереднього контакту з нею.

Капілярні пори є головним дефектом структури цементного каменю. У свіжоприготовленому тісті можна вважати порами весь простір, наповнений водою. При твердінні його частина заповнюється цементним гелем. Чим більший ступінь гідратації цементу (α), тим більше утворюється гелю і

тим менший об'єм залишається на капілярні пори (рис. 3.1).

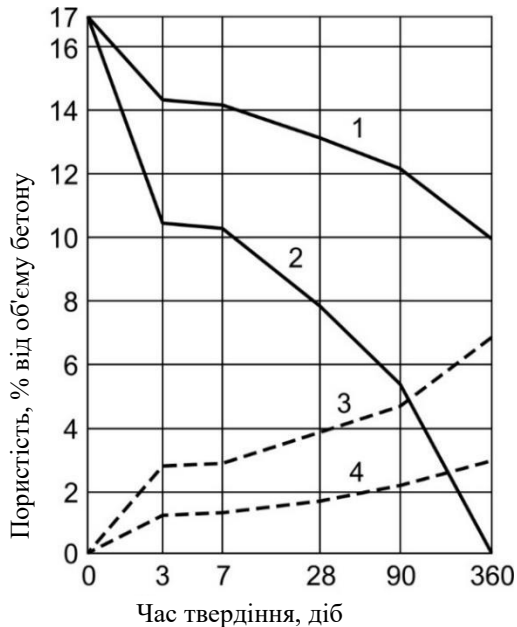


Рис. 3.1. Зміна з тривалістю твердіння об'єму основних видів пор у бетоні:

- 1 – загальна пористість; 2 – капілярні пори; 3 – пори гелю;
- 4 – контракційні пори

Температура замерзання води в капілярно-пористому тілі залежить від розмірів капілярів. Наприклад, у капілярах діаметром 1,57 мм вода замерзає при $-6,4^{\circ}\text{C}$; 0,15 мм – при $-14,6^{\circ}\text{C}$; 0,06 мм – -18°C . У порах діаметром менше 0,001 мм вода практично не замерзає, вона набуває властивостей псевдотвердого тіла.

У порах, зумовлених *контракцією* (10...100 нм) – наслідком хімічної взаємодії мінералів цементу з водою і утворення гідратів, абсолютні об'єми яких менше ніж сумарні об'єми речовин, що вступають у реакцію – створюється вакуум, і вони заповнюються залежно від умов твердіння повітрям або водою.

Однією з перших спроб зв'язати морозостійкість з величиною капілярної пористості була зроблена Г.І. Горчаковим (рис. 3.2).

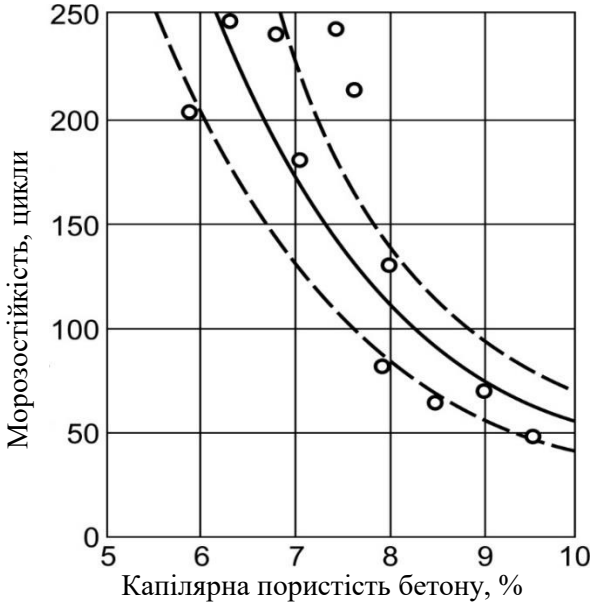


Рис. 3.2. Залежність морозостійкості бетону від капілярної пористості (за Г.І. Горчаковим)

Поряд з величиною капілярної пористості був показаний вплив на морозостійкість відношення контракційної пористості до капілярної (рис. 3.3)

Г.І. Горчаков величину капілярної пористості бетону рекомендував розраховувати за формулою:

$$P_k = \frac{B - 0,5\alpha C}{1000}, \quad (3.1)$$

де α – ступінь гідратації цементу;

B – витрата води, $\text{кг}/\text{м}^3$;

C – витрата цементу, $\text{кг}/\text{м}^3$.

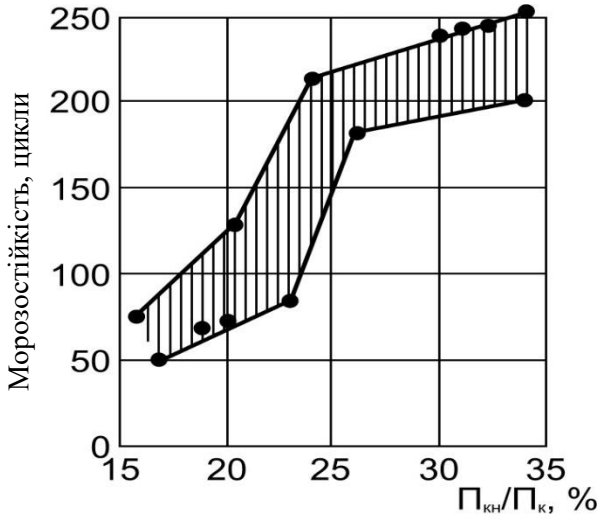


Рис. 3.3. Залежність морозостійкості бетону від відношення контракційної пористості P_{kn} до капілярної P_k

До умовно замкнених пор відносять бульбашки повітря в цементному камені та бетоні. Сумарним обсягом пор цього виду, їх розміром, кількістю та питомою поверхнею можна керувати введенням повітрявтягуючих або газоутворюючих добавок. Повітряні пори, одержані шляхом введення в бетонну суміш повітрявтягуючих добавок, істотно змінюють структуру цементного каменю. Через поверхню цих пор надходить надлишкова вода, що витісняється з капілярів при заморожуванні бетону. Захисну дію мають лише досить дрібні повітряні пори розміром менше 0,5...0,3 мм.

Як критерій для оцінки ефективності захисної дії повітряних пор поширення отримав т.зв. "фактор відстані" (ΦB), запропонований Т. Пауерсом. Для його розрахунку приймається, що в цементному камені є ідеалізована система однакових повітряних пор, розташованих на рівній відстані один від одного. При мікроскопічному вивченні шліфів бетону фактор відстані визначається шляхом вимірювання довжини хорд пор та їх кількості вздовж ряду ліній.

Певна кількість т.зв. "затисненого" повітря в бетонній суміші утворюється і без введення повітрявтягуючих добавок. Фактор відстані в бетонах з такими добавками значно менший і відповідно вище захисна дія повітряних пор.

До теперішнього часу відсутня єдина теорія, що пояснює механізм морозного руйнування бетону, хоча очевидно, що, зрештою, зниження міцності вологого бетону при поперемінному заморожуванні та відтаванні зумовлене, в основному, утворенням льоду в порах бетону. В результаті того, що об'єм, займаний льодом, на 9% більше об'єму води, виникають значні розтягувальні напруження, що впливають на стінки пор бетону і поступово розхитують його структуру.

Існує кілька основних гіпотез, що пояснюють способи передачі напруження на елементи структури бетону, яке виникає в результаті утворення льоду. Перша гіпотеза передбачає безпосередній вплив льоду, що кристалізується, на стінки пор. На відміну від неї *гіпотеза гідравлічного тиску води* стверджує, що на стінки пор тисне не сам лід, а вода, на яку передається тиск льоду. На користь більшої коректності другої гіпотези можна віднести той факт, що вода, яка заповнює капілярні пори, не може, як правило, повністю перетворитися на лід через відсутність необхідного місця і тому передає тиск льоду на стінки пор. Розглянута вище гіпотеза також може пояснити ряд явищ, що спостерігаються при дії негативних температур на бетон. Так, зі збільшенням швидкості заморожування руйнація прискорюється, тоді як тиск льоду при цьому не зростає. Більше того, морозом руйнуються бетони, пори яких заповнені водою менш як на 90%.

Переконливим аргументом на користь цієї гіпотези, обґрунтованої Т. Пауерсом є те, що вона пояснює механізм захисної дії повітряних пор. За їх достатньої кількості "надлишкова" вода відтісняється в ці пори без порушень структури бетону. Руйнування бетону відбувається тоді, коли об'єм умовно замкнених пор поступово заповнюється водою, і вони не можуть виконувати функції резервних (демпферних). Відповідно до гіпотези гідравлічного тиску напруження, що виникають в бетоні, будуть прямо пропорційні швидкості

заморожування, кількості рідкої фази, що відтісняється, її в'язкості і зворотно пропорційні проникності цементного каменю.

Модель, запропонована Т. Пауерсом (рис. 3.4), представляє циліндричний капіляр 1, заповнений водою і оточений цементним каменем 2. Під дією гідравлічного тиску в циліндричній оболонці капіляра виникають розтягуючі напруження σ_p . Руйнування відбувається, якщо напруження σ_p досягли границі міцності цементного каменю при розтягу. До недоліків цієї моделі слід віднести те, що в ній не враховується співвідношення розмірів капіляра та оболонки. В цементному камені товщина оболонки капіляра може бути в 5...20 разів більшою за його радіус. У обсяг капілярів включався весь обсяг пор цементного каменю без поділу його на обсяг пор гелю та капілярів, хоча заморожування води відбувається практично лише в капілярних порах. Розрахунок напруження у бетоні за моделлю Пауерса проводять для статичного стану без урахування переміщення фронту льодоутворення.

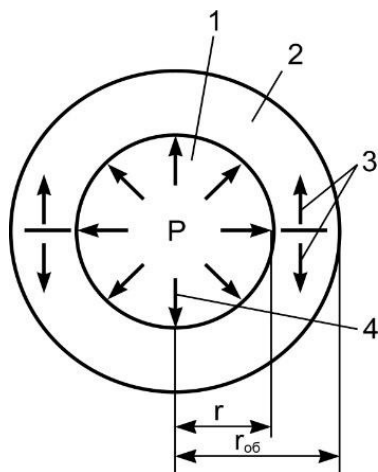


Рис. 3.4. Розрахункова модель Т. Пауерса:

- 1 – пора-капіляр; 2 – оболонка капіляра; 3 – напруження в оболонці капіляра від дії гідравлічного тиску; 4 – гідравлічний тиск P

А.М. Підвальний запропонував модель (рис. 3.5), в якій капіляр і оболонка розглядаються як товстостінна труба зі змінним співвідношенням радіусів оболонки та капіляра. При розгляді одиничного капіляра дія сусідніх замінюється рівномірно розподіленим навантаженням на зовнішній поверхні оболонки.

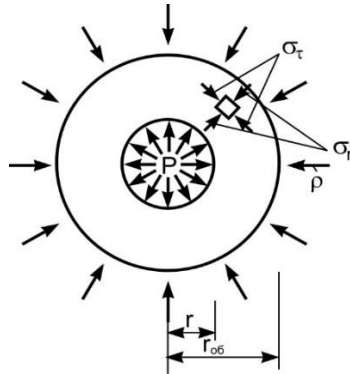


Рис. 3.5. Модель поодинокого капіляра (за А.М. Підвальним):
 P – гідравлічний тиск; σ_r , σ_t – радіальні та тангенціальні напруження в оболонці капіляра; r – радіус капіляра; $r_{об}$ – радіус оболонки

Відповідно до сучасних уявлень гідравлічний тиск не є єдиною причиною руйнування бетону при заморожуванні. Руйнуванню сприяють також осмотичні явища. Вони виникають внаслідок підвищення концентрації розчинених речовин (Ca(OH)_2 , лугів та ін.) у рідкій фазі бетону на межі з льодом. Дифузія води до замерзання створює додатковий тиск.

Як додаткову слід враховувати гіпотезу *термічної несумісності компонентів* бетону. Заповнювачі та цементний камінь мають різні коефіцієнти термічного розширення. При від’ємних температурах термічна несумісність компонентів різко посилюється, оскільки коефіцієнт термічного розширення льоду в 3...7 разів більший за бетон.

Можлива одночасна дія різних механізмів деструкції бетону при його циклічному заморожуванні і дія кожного залежатиме від багатьох факторів: вологості матеріалу, В/Ц, віку бетону тощо.

Вплив циклічної зміни температури посилюється додатковою дією розчинів солей. Набула, наприклад, поширення практика застосування солей (NaCl , CaCl_2) для видалення льоду з дорожніх покриттів. Внаслідок танення льоду при посипанні солі на поверхню бетону поглинається велика кількість теплоти (334 Дж/г) і температура різко знижується. На поверхні бетону фіксується зниження температури до 9°C протягом 1 хв (рис. 3.6) ("температурний шок"), що викликає виникнення розтягуючих напружень. Дифузія солі в бетон призводить до виникнення градієнта її концентрації, що також викликає підвищене напруження, лушення та відшаровування поверхневого шару.

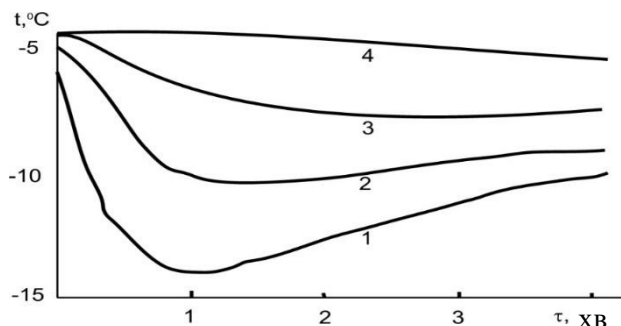


Рис. 3.6. Зміна температури поверхневих шарів бетону при нанесенні солі.

Температура: 1 – на поверхні;
2, 3, 4 – відповідно на глибини 1, 10, 50 мм

У присутності солей збільшуються осмотичні явища в бетоні, що заморожується, підвищується в'язкість рідкої фази. В результаті зростає величина гідравлічного тиску та прискорюється руйнування бетону.

При поперемінному заморожуванні та відтаванні насичених водою залізобетонних конструкцій порушується відповідність температурних деформацій сталі та бетону, в результаті виникають значні внутрішні напруження та зменшується міцність зчеплення сталі з бетоном. Розтягуючі напруження в арматурі при заморожуванні насичених водою залізобетонних конструкцій можуть досягати 120...150 МПа.

На довговічність бетону, що працює на розтяг та згин в умовах заморожування та відтавання, впливає ступінь навантаження. При напруженнях, що становлять 0,45 призмової міцності, вже помітно прискорюються деструктивні процеси в бетоні, що заморожується, а при напруженнях рівних 0,6...0,8 призмової міцності відзначені випадки руйнування бетону через кілька циклів заморожування.

При заморожуванні вологого залізобетону прискорюється тріщиноутворення в розтягнутій зоні і збільшуються розміри тріщин. Це пояснюється перенесенням вологи з менш руйнованої стиснутої в розтягнуту зону, що активно руйнується.

3.2. Фактори, що впливають на морозостійкість бетону. Розрахункове прогнозування морозостійкості

Усю сукупність будівельно-технологічних факторів, що впливають на морозостійкість бетону, можна розділити на дві групи:

- 1) фактори, що визначаються умовами експлуатації конструкцій;
- 2) фактори, що враховують особливості вихідних матеріалів, структуру, склад бетону та умови його твердіння.

У морозному руйнуванні бетону визначальну роль грають структурні напруження. На ділянках контакту цементного каменю та заповнювачів, що мають різні теплофізичні характеристики, утворюються тріщини в результаті напружень, що виникають. А.М. Підвальный як *міру пошкодження* бетону при заморожуванні запропонував ступінь руйнування бетонного конгломерату, представлену відношенням сумарних розтягуючих напружень до локальної міцності структури при розтягуванні. Швидкість процесу руйнування залежить від інтенсивності зовнішніх впливів і значень сумарних деформацій, що викликаються ними.

До найважливіших експлуатаційних факторів, крім числа циклів заморожування та відтавання, відносяться ступінь водонасичення та температура заморожування бетону.

Зниження міцності бетону після заморожування і відтавання спостерігається лише при його водонасиченні вище

певної величини, що у свою чергу пов'язана зі значенням від'ємної температури. Величина критичного водонасичення може бути досягнута не тільки при водонасиченні бетону перед заморожуванням, але і в результаті перерозподілу порової води в бетоні, що замерзає. Водонасичення бетону зростає у присутності солей.

Як один з перших розрахункових критеріїв морозостійкості бетону була запропонована його капілярна пористість.

Для бетону нормального твердіння, виготовленого на стандартних матеріалах, Г.І. Горчаковим запропонована залежність виду:

$$F = K (\Pi_{поч} - \Pi_k)^n, \quad (3.2)$$

де F – число циклів заморожування (що викликає певний ступінь руйнування);

K , n , $\Pi_{поч}$ – параметри, що залежать від якості матеріалів, складу бетону, виробничих факторів;

Π_k – капілярна пористість у %.

Показник n для випробуваних бетонів та цементно-піщаних розчинів коливався в межах від 2,7 до 3. Статистична обробка дозволила конкретизувати наведену вище залежність емпіричним рівнянням:

$$F = K(14 - \Pi_k)^{2.7}. \quad (3.3)$$

Вода в більшості капілярних пор замерзає при температурі до -15°C . При подальшому зниженні температури відбувається замерзання води в більш тонких порах (рис. 3.7) і при температурі $-70\dots-80^\circ \text{C}$ практично вся порова вода знаходиться в замерзломому стані, виключаючи воду, що заповнює дрібні гелеві пори і адсорбовану на стінках капілярних пор. Порівняльне визначення морозостійкості бетону заморожуванням при -17 і -50°C показало, що руйнування бетону у другому випадку прискорюється в 6-10 разів. Прискорення руйнування бетону за низьких температур враховується при призначенні марки бетону за морозостійкістю (табл. 3.1).

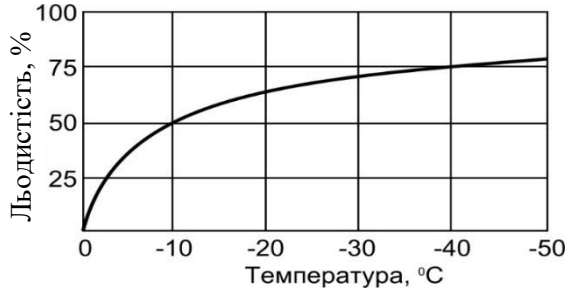


Рис. 3.7. Зростання льодистості бетону при від'ємних температурах

Таблиця 3.1

Нормування морозостійкості конструкційного бетону для будівель та споруд

Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря	Марка бетону по морозостійкості для конструкцій (крім зовнішніх стін опалювальних будівель) будівель та споруд класу за ступенем відповідальності		
	I	II	III
Поперемінне заморожування та відтавання у водонасиченому стані.			
Нижче -40° C	F300	F200	F150
-20° C > t ≥ -40° C	F200	F150	F100
-5° C > t ≥ -20° C	F150	F100	F75
-5° C і вище	F100	F75	F50
Поперемінне заморожування та відтавання в умовах епізодичного водонасичення			
Нижче -40° C	F200	F150	F100
-20° C > t ≥ -40° C	F100	F75	F50
-5° C > t ≥ -20° C	F75	F50	F35
-5° C і вище	F50	F35	F25
Поперемінне заморожування та відтавання за умов відсутності епізодичного водонасичення			
Нижче -40° C	F150	F100	F75
-20° C > t ≥ -40° C	F75	F50	F35
-5° C > t ≥ -20° C	F50	F35	F25
-5° C і вище	F35	F25	F15

Об'єм відкритих капілярних пор, які визначають кількість води, що замерзає, і морозостійкість бетону, залежать від водоцементного відношення (В/Ц) і ступеня гідратації цементу. Зі збільшенням В/Ц зростає як загальний об'єм відкритих пор, так і їх середній розмір, що також негативно впливає на морозостійкість (рис. 3.8). Зниження В/Ц можливе як за рахунок зменшення витрати води при застосуванні пластифікуючих добавок, більш жорстких сумішей, так і за рахунок збільшення витрати цементу. Другий спосіб зниження В/Ц техніко-економічно неефективний.

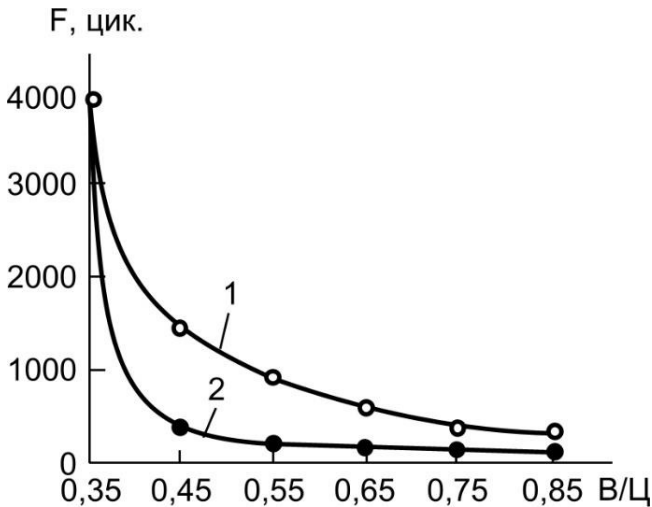


Рис. 3.8. Залежність морозостійкості F бетону з втягнутим повітрям (1) і звичайного бетону (2) від В/Ц

Друга характеристика, що визначає поряд з В/Ц капілярну пористість бетону – ступінь гідратації цементу, залежить від активності цементу, інтенсивності зростання її в часі, тривалості та умов твердіння бетону.

Ступінь гідратації портландцементів до 28 добового віку за усередненими даними дорівнює 0,6, 90 діб – 0,66 та 180 діб – 0,7. Підвищенню ступеня гідратації цементу сприяють різні способи його активізації та належний догляд за бетоном.

Капілярна пористість бетону залежить не тільки від В/Ц та ступеня гідратації цементу а й від витрати води замішування та відповідно витрати цементу. За даними Г.І. Горчакова кожен відсоток зниження капілярної пористості досягається зменшенням кількості води замішування на 10 л/м^3 чи збільшенням витрати цементу на $20...35 \text{ кг/м}^3$. Збільшення витрати цементу з одного боку зменшує В/Ц, з іншого призводить до збільшення обсягу цементного тіста, що підвищує об'єм капілярних пор бетону.

Г. Добролюбовим, В. Ратіновим, Т. Розенберг запропоновано критерій морозостійкості (КМ) бетону, що враховує його відкриту пористість ($\Pi_{в.і}$), умовно-замкнену пористість ($\Pi_{у.з}$) та об'ємний вміст льоду (F_t):

$$KM = \frac{\Pi_{\epsilon} - L_t}{L_{-10}}, \quad (3.4)$$

де Π_{ϵ} – відкрита пористість: $\Pi_{\epsilon} = \Pi_{зп} - \Pi_p$ ($\Pi_{зп}$ – загальна пористість; Π_p – умовна замкнута (резервна) пористість);

L_t, L_{-10} – об'ємний вміст льоду при температурі заморожування зразків t та $t = -10^{\circ} \text{C}$.

Показники, що входять до формули (3.4), визначаються експериментально на зразках нормального твердіння у віці 28 діб.

Для визначення вмісту льоду в бетоні пропонують різні експериментальні методи. Найбільшою популярністю користується калориметричний метод, в основі якого лежить залежність між зміною температури при переході води в лід і масою льоду, що утворився. Застосовують також метод надвисоких частот, ультразвуковий та сорбційний методи.

Вихідний критерій для розробки розрахункових параметрів, які дозволяють прогнозувати морозостійкість під час проектування складів запропонований Т. Уайтсайдом і Х. Світом. Цей критерій відомий як "ступінь насичення" (CH):

$$CH = \frac{V_{з.в.}}{V_{з.в.} + V_{пов}}, \quad (3.5)$$

де $V_{з.в.}$ та $V_{пов}$ – об'єми замерзаючої води та повітря на одиницю об'єму бетону.

Морозостійкість (F) пов'язана з величиною ступеня насичення загальною залежністю:

$$F \sim \frac{1}{CH} = 1 + \frac{V_{нов}}{V_{з.г}}. \quad (3.6)$$

Було встановлено, що при $CH < 0,88$ бетон має високу морозостійкість, а при $CH > 0,91$ швидко руйнується. Практика однак показує, що ні критична величина ступеня насичення, ні навіть менше його значення, взяті із запасом ($CH < 0,88$), не забезпечують однозначно високої морозостійкості бетонів. Це можна пояснити тим, що при постійному CH співвідношення між об'ємом води, що замерзає, і загальним об'ємом пор в бетонах різних складів буде різним.

Значна частина повітряних пор, не утворених повітрятягувальною добавкою, не може бути віднесена до резервних. У результаті, для бетонів, що відрізняються складами, вихідними матеріалами, умовами твердіння і характером пор, немає певного критичного ступеня водонасичення. Про останній можна говорити лише для бетонів конкретних складів. При цьому, як показує обробка експериментальних даних, залежно від складу та структури бетону критичний ступінь насичення $(CH)_{кр}$ коливається від 0,6 до 0,92.

Параметр $(CH)_{кр}$ дозволяє якісно оцінювати морозостійкість бетонів у різних умовах експлуатації.

Розрахунок величини CH на стадії проектування складів став можливим після розробки теоретичних уявлень про кількість води, що замерзає в бетоні, пористість цементного каменю і бетону та обґрунтування відповідних формул.

Г. Фагерлундом для визначення кількості замерзаючої води (W_3), запропоновано формулу:

$$W_3 = \frac{B / Ц - 0,25\alpha(0,73 + K_t)}{B / Ц + 0,32}, \quad (3.7)$$

де K_t – коефіцієнт, що враховує температуру замерзання

(для $t = -20^\circ \text{C}$, $K_t = 0,96$);

α – ступінь гідратації цементу.

Для стандартної температури ($t = -20^\circ \text{C}$):

$$W_3 = \frac{B / \text{Ц} - 0,43\alpha}{B / \text{Ц} + 0,32}. \quad (3.8)$$

О.В. Кунцевич пропонує для розрахунку W_3 вираз, виведений у результаті теоретичного аналізу:

$$W_3 = \frac{B / \text{Ц} - 0,38\alpha}{B / \text{Ц} + 0,32}. \quad (3.9)$$

Рядом дослідників показано, що об'єм води, яка замерзає, досить близький при температурах $-20\dots-30^\circ \text{C}$ до об'єму капілярних пор.

О.Е. Шейкіним запропонований критерій морозостійкості (K_F), заснований на гіпотезі про те, що умовно-замкнута пористість ($\Pi_{y.з.}$) бетону для запобігання його руйнуванню при заморожуванні та відтаванні має бути не менш можливого збільшення об'єму води, що наповнює поровий простір бетону. При температурі заморожування -20°C :

$$K_F = \frac{\Pi_{y.з.}}{0.09\Pi_i} \geq 1, \quad (3.10)$$

де Π_i – інтегральна або відкрита пористість, що дорівнює об'ємному водонасиченню бетону.

Фактично критерій А.Е. Шейкіна ґрунтується на тій же концепції, як і ступінь насичення СН. Під умовно-замкнутою пористістю в критерії K_F пропонується також розглядати лише контракційний об'єм цементного каменю, що твердіє.

Інтегральна пористість бетону (Π_i) розраховується по різниці загальної пористості (Π_3) та контракційного об'єму ($\Pi_{кон}$), тобто по суті вона дорівнює сумі капілярної та гелевої пористості.

$$\Pi_i = \Pi_3 - \Pi_{кон} = (B - 0,23\alpha\text{Ц}) - 0,041\alpha\text{Ц} = B - 0,271\alpha\text{Ц}. \quad (3.11)$$

Припущення про негативний вплив гелевої пористості,

поряд з капілярною, на морозостійкість бетону недостатньо обґрунтовано. Вода в порах гелю знаходиться в особливому стані і не переходить у лід при низьких температурах до -40°C , і навіть -78°C .

Необхідність включення в критерій морозостійкості об'єму залученого повітря зумовила появу низки відповідних розрахункових властивостей. До відомих розрахункових параметрів цього типу відноситься *компенсаційний фактор* (F_{κ}). Спочатку, він був запропонований у вигляді виразу:

$$\Phi_{\kappa} = (V_{\kappa} + V_{нов}) / V_{л}, \quad (3.12)$$

де $V_{нов}$ – об'єм повітря в ущільненій бетонній суміші, %;

V_{κ} – об'єм контракційних пор у бетоні, %;

$V_{л}$ – об'єм води в бетоні, що замерзає при -20°C .

У виразі (3.12) було відображено помилкову думку про позитивну роль як емульгованого повітря, так і повітря, затиснутого в бетонній суміші в процесі ущільнення. Затиснене в капілярах бетонної суміші повітря принципово відрізняється від повітряної емульсії, що утворюється при введенні добавок поверхнево-активних речовин (ПАР), тим, що є неупорядкованим, може легко коалесцювати, не гідрофобізує поверхні стінок капілярних ходів, не сприяє переходу відкритої пористості у замкнену. Бульбашки випадково защемленого повітря утворюють у бетоні пори розміром до 0,13 см (питома поверхня менше 760 см^{-1}). Розмір бульбашок повітря, емульгованого, наприклад, добавкою СНП, коливається від 25 до 250 мкм.

Виконано експериментальні дослідження, які дозволили прогнозувати об'єм емульгованого повітря, що залучається при вібруванні в бетонні суміші типових складів, та запропоновано модифікований вираз компенсаційного фактора. (F_{κ}):

$$F_{\kappa} = \frac{V_{e.нов} + V_{\kappa}}{V_{л}}, \quad (3.13)$$

де $V_{e.нов}$ – об'єм резервних пор, утворених емульгованим повітрям.

При якісній оцінці морозостійкості, очевидно, має бути справедливою умова:

$$\frac{V_{e.нов} + V_{\kappa}}{0,09V_n} \geq 1 \quad \text{або} \quad \frac{F_{\kappa}}{0,09} \geq 1. \quad (3.14)$$

Визначивши об'єм пор у виразі (3.13) за допомогою залежностей, що зв'язують їх зі ступенем гідратації α та витратою цементу, остаточно отримаємо вираз F_{κ} :

$$F_{\kappa} = \frac{10V_{e.нов} + 0,06\alpha C}{B - 0,5\alpha C + 1000(1 - K_y)}, \quad (3.15)$$

де K_y – коефіцієнт ущільнення бетонної суміші.

Для розрахунку ступеня гідратації цементу може бути використана встановлений різними авторами взаємозв'язок її з міцністю цементного каменю при стиску. Наприклад, Т. Пауерс представив цю залежність у вигляді формули:

$$R_{\kappa.к.} = 238\alpha^3, \quad (3.16)$$

де $R_{\kappa.к.}$ – границя міцності при стиску (МПа) цементного каменю.

Ступінь гідратації цементу можна визначити за формулами А.Е. Шейкіна, що зв'язують міцність цементного каменю $R_{\kappa.к.}$ та активність цементу R_{κ} при випробуванні стандартних зразків цементно-піщаного розчину з відносною густиною (d) цих матеріалів:

$$R_{\kappa.к.} = 310d^{2.7}, \quad (3.17)$$

$$R_{\kappa} = 110d^2, \quad (3.18)$$

$$d = \frac{1 + 0,23\alpha\rho_{\kappa}}{1 + \rho_{\kappa}B / C}. \quad (3.19)$$

де ρ_{κ} – густина цементу ($\rho_{\kappa} = 3,1 \dots 3,2$ г/см³).

Відомі регресійні рівняння для прогнозування морозостійкості враховують основні фактори, що впливають як диференційовано, так і через деякі інтегральні параметри або критерії.

В одній із наших робіт після статистичної обробки експериментальних результатів було встановлено, що залежність морозостійкості бетону від критерію F_k описується показовою функцією виду:

$$F = K(10^{F_k} - 1), \quad (3.20)$$

де K – коефіцієнт, що залежить від виду цементу (для рядового середньоалюмінатного цементу $K=170$).

На рис. 3.9 наведено співставлення розрахункових значень морозостійкості за формулою (3.20) та експериментальних значень за даними Portlandcement Association. Американські дані відрізняються вищими значеннями F при $V_{пов} \geq 2\%$, що можна пояснити вищим нормованим зниженням міцності – 25% замість 5%.

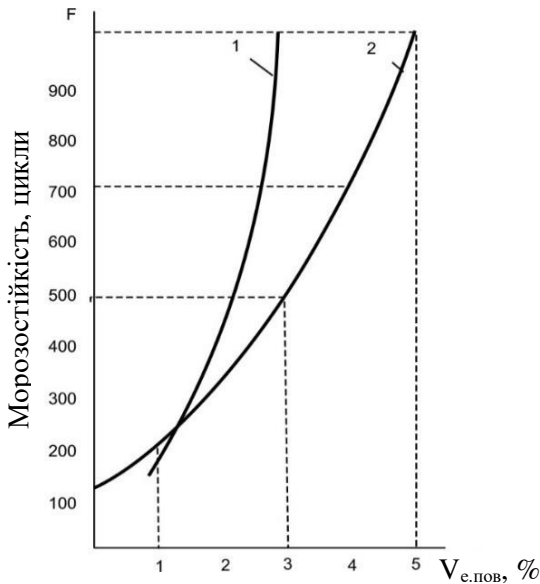


Рис. 3.9. Вплив втягнутого повітря на морозостійкість бетону:
1 – за експериментальними даними; 2 – за формулою (3.20)
при $\alpha = 0,7$, $K = 170$, $\rho = 400 \text{ кг/м}^3$, $V = 200 \text{ л/м}^3$

Вплив якості цементу на морозостійкість бетону пов'язаний з мінералогічним складом, тонкістю помелу та наявністю активної мінеральної добавки. З мінералів цементу негативний вплив на морозостійкість має C_3A , вміст якого в цементі для морозостійких бетонів зазвичай не перевищує 5...8%. За рекомендаціями С.В. Шестоперова при марці бетону за морозостійкістю, вираженою кількістю активних циклів заморожування та відтавання за проектний термін експлуатації споруди, до F500, C_3A в цементі має бути менше 10, F1000 – менше 6 та F6000 – менше 4%. Рекомендується також підвищений вміст C_3S – 55...60%. Під "активними циклами" С.В. Шестоперов мав на увазі цикли "що вносять до структури матеріалів, які складають бетон, зміни, пов'язані з порушенням монолітності".

У складі морозостійких бетонів небажані активні мінеральні добавки з підвищеною водопотребою. У той же час експериментально показано, що бетони з помірним вмістом доменних шлаків або кам'яновугільної золи-виносу можуть мати задовільну морозостійкість, особливо при введенні в бетон емульгованого повітря.

Низьку морозостійкість мають пуцоланові цементи. Шлакопортландцементи за морозостійкістю займають проміжне положення між портланд-і пуцолановим цементом.

До зниження морозостійкості бетону може призводити до підвищення питомої поверхні цементу понад 400 м²/кг. Такі надтонкі цементи характеризуються підвищеною усадкою, що веде до появи мікротріщин.

Жорсткі вимоги пред'являються до обмеження величини втрати при прожарюванні, обумовленої лежалістю цементу. За даними С.В. Шестоперова, наявність оболонки з новоутворень гідратованих мінералів на зернах цементу є однією з основних причин зниження довговічності бетону.

Застосовувані для одержання важкого бетону кварцовий пісок і щебінь із щільних вивержених або метаморфічних порід, що відповідають вимогам стандартів, дозволяють отримувати високоморозостійкий бетон. На морозостійкість бетону істотно впливають морозостійкість самих заповнювачів та їх

водопотреба. За даними О.В. Кунцевича, морозостійкість заповнювачів неоднозначно пов'язана з їх міцністю. Неморозостійкі зерна можуть бути досить міцними та щільними з водопоглинанням 0,7...2%. Важливими з позицій морозостійкості є властивості заповнювачів, що визначають їх зчеплення з цементним каменем і модуль пружності.

Пластифікуючі добавки підвищують морозостійкість бетону як внаслідок зменшення водопотреби і капілярної пористості, так і внаслідок певного повітрявтягнення. Добавки-пластифікатори, що відносяться до лігносульфанатів технічних (ЛСТ) знижують водопотребу бетонних сумішей на 9...12%, при цьому більший ефект пластифікації досягається в "жирних" сумішах на низькоалюмінатних цементах. Добавки цього типу сприяють повітрявтягненню та утворенню в затверділому камені замкнутих пор. С.В. Шестоперов спостерігав значне (у 2-3 рази) підвищення морозостійкості з добавкою ЛСТ навіть без зниження В/Ц для бетонів, що тверділи протягом 1 року. Добавки-суперпластифікатори дозволяють знизити водопотребу сумішей на 20...30% і більше, проте вони, як правило, залучають недостатню кількість повітря і покращення довговічності бетону визначається, головним чином, зниженням В/Ц. При використанні суперпластифікаторів для підвищення рухливості сумішей без зменшення В/Ц збільшення морозостійкості бетону досягається додатковим введенням повітрявтягуючих добавок.

Гідрофобізуючі добавки, адсорбуючись на стінках пор бетону, знижують їх водопоглинання та капілярне підсмоктування. Підвищенню морозостійкості сприяє пластифікуюча дія цих добавок, особливо помітна в сумішах зі зниженою витратою цементу.

Основні *повітрявтягуючі* добавки відносяться до гідрофобізуючих ПАР, що мають значну поверхневу активність на межі розчин-повітря. Ці добавки при їх введенні з водою замішування викликають утворення високодисперсної емульсії повітря, диспергованого в бетонній суміші.

Повітрявтягуючі добавки виготовляються у вигляді концентрованих розчинів, густих паст або у вигляді сухого, легко розчинного порошку. Для приготування добавок

використовують деревні смоли, продукти переробки нафти, рослинні жири та іншу сировину. Найчастіше в якості повітрявтягуючих застосовують добавки на основі деревної смоли (смола нейтралізована повітрявтягуюча – СНП, синтетична поверхнево-активна добавка – СПД, омилений деревний пек – ЦНПС-1 та ін). Їх вводять у бетонні суміші зазвичай у кількості 0,01...0,02% від маси цементу. При цьому обсяг залученого повітря становить 30...60 л/м³. Такий об'єм втягнутого повітря зазвичай суттєво перевищує об'єм води, що витісняється при заморожуванні. При цьому значення "фактора відстані" між повітряними порами виявляється значно меншим за критичне, яке зазвичай приймають 0,25 мм. Морозостійкість бетону з повітрявтягуючими добавками зростає в кілька разів.

Крім виду та вмісту добавок, на повітрявтягування впливають і інші фактори: легкоукладальність бетонних сумішей, тонкість помелу цементу, зерновий склад заповнювачів, час перемішування, температура.

Поряд з повітрявтягуючими для утворення системи умовно-замкнених пор в бетоні застосовують газоутворюючі добавки, наприклад, ГКР-94. Є дані, що система умовно-замкнених пор з добавкою ГКР-94 більш стабільна, ніж у бетонах з повітрявтягуючими добавками.

Крім особливостей вихідних матеріалів та складу бетонної суміші, на морозостійкість бетону певний вплив мають умови його твердіння. Оптимальні умови твердіння повинні сприяти одержанню бетону з мінімально можливими значеннями капілярної пористості та ступеня обводнення умовно замкнених пор. Найбільш повно протікають процеси гідратації, зменшуються об'єм та розміри капілярних пор при водному твердінні. При водному твердінні, однак, підвищується рівень водонасичення бетону, контракційний об'єм заповнюється водою. При твердінні бетону у воді можливе обводнення дрібних штучно залучених повітряних пор, що знижує морозостійкість.

Для заповнення контракційного об'єму повітрям іноді рекомендується твердіння бетону на повітрі при 100% його відносної вологості. Однак при такому твердінні, хоч і збільшується резервна пористість, зростає в порівнянні з водним

твердінням об'єм капілярних пор.

Для збільшення морозостійкості рекомендоване комбіноване твердіння бетону. За даними О.В. Кунцевича бетон із залученим повітрям, що твердів 14 діб у воді і потім 14 діб на вологому повітрі, мав більшу морозостійкість, ніж при твердінні 21 діб у воді та 7 діб на повітрі.

Відзначено, що після підсушування повторно насичені водою зразки мають меншу вологість, ніж зразки, що постійно знаходяться у воді. Такий ефект пояснюється затисканням у капілярах при висушуванні певної кількості повітря. Передбачається також, що сушіння призводить до різкого збільшення проникності бетону, в результаті зменшується гідравлічний тиск, що виникає при заморожуванні.

При тепловологісній обробці одержання морозостійкого бетону забезпечується при мінімізації деструктивних процесів. Зниження інтенсивності деструктивних процесів досягається при м'яких режимах пропарювання: подовженою (не менше 3...5 год) попередньою витримкою, уповільненою швидкістю підйому температури та охолодження (не більше 15...20 град/год), зниженою температурою ізотермічного прогріву (60...80° С).

Для прогнозування морозостійкості бетону проектування складів бетонів із заданою морозостійкістю поряд з використанням розглянутих вище структурних критеріїв доцільно застосовувати рівняння зв'язку морозостійкості, міцності бетону та об'єму втягнутого повітря. Однозначна залежність міцності бетону від активності цементу дозволяє опосередковано врахувати ступінь гідратації цементу, а від Ц/В – густину і пористість бетону. Були статистично опрацьовані результати випробувань морозостійкості бетонів, виконаних нами на кафедрі ТБВіМ Національного університету водного господарства та природокористування із застосуванням імпульсного ультразвукового методу при температурі –50° С. До масиву даних увійшло 30 серій випробувань бетонів, виготовлених із застосуванням цементів Здолбунівського та Кам'янець-Подільського цементних заводів, гранітного щебеню та кварцових пісків з M_k 1,5...2, що відповідають вимогам ДСТУ.

В якості повітрявтягуючої використовувалася добавка СНП.

До масиву оброблених даних (табл. 3.2) увійшли результати визначення морозостійкості бетонів досить широкого діапазону складів ($R_{ct}=15...40$ МПа, $V=140...220$ л/м³, $V_{e.пов}=1...5,5$ %). Вони апроксимуються формулою виду:

$$F = A_1 R_{ct}^{A_2} \exp^{A_3 V_{e.пов}} \quad (3.21)$$

Таблиця 3.2
Результати випробувань морозостійкості бетону, використані під час статистичної обробки

№ серії	Водовміст бетонної суміші V , л/м ³	Міцність бетону в 28 днів. R_{ct} , МПа	Вміст залученого повітря $V_{пов}$, %	Морозостійкість бетону фактична $F_{ф}$, цикли	Морозостійкість бетону розрахункова F_p , цикли	Відхилення, ($F_p - F_{ф}$)	($F_p - F_{ф}$) 100% / F_p
1	220	15	1	32	46	14	30
2	200	15	2	84	65	19	30
3	190	15	3	119	92	28	30
4	200	20	1	55	74	18	25
5	190	20	2	131	105	26	25
6	190	20	3	112	149	37	25
7	180	20	3,5	133	178	44	25
8	180	20	4	169	211	42	20
9	175	20	4,5	449	359	90	25
10	190	25	2,5	218	192	36	20
11	180	25	3,5	220	258	39	15
12	180	25	4	369	308	62	20
13	170	25	5	713	594	119	20
14	190	30	1	124	146	22	15

продовження табл.3.2

№ серії	Водовміст бетонної суміші В, л/м ³	Міцність бетону в 28 діб. R _{ст} , МПа	Вміст залученого повітря V _{пов} , %	Морозостійкість бетону фактична F _ф , цикли	Морозостійкість бетону розрахункова F _р , цикли	Відхилення, (F _р -F _ф)	(F _р -F _ф) 100%/ F _р
15	190	30	2	239	208	31	15
16	180	30	3	250	294	44	15
17	180	30	4	355	418	63	15
18	170	30	5	822	777	155	20
19	170	30	5,5	1111	926	185	20
20	180	35	2	336	269	67	25
21	170	35	3	411	484	73	15
22	170	35	4	790	687	103	15
23	170	40	3	501	589	88	15
24	160	40	4	710	836	125	15

Для досліджених бетонів $A_3=0,35$, A_1 і A_2 змінюються зі зміною водовмісту та відповідно рухливості сумішей (табл.3.3).

Таблиця 3.3

Значення коефіцієнтів A_1 та A_2 у формулі (3.21) для бетонних сумішей з різною легкоукладальністю

Легкоукладальність бетонних сумішей	A_1	A_2
Рухливі бетонні суміші (ОК=9...12 см)	0,34	1,68
Малорухливі бетонні суміші (ОК=1...4 см)	0,91	1,47
Жорсткі бетонні суміші	2,48	1,25

В міру накопичення емпіричних даних про значення параметрів A_1 і A_2 формула (3.21) може використовуватися як для прогнозування морозостійкості, так і для проектування складів бетонів. Алгоритм розрахунку складів при використанні формули (3.21) повинен включати перевірку можливості досягнення заданої кількості циклів при нормованому значенні міцності і, при необхідності, відповідну зміну R_{ct} або об'єм втягнутого повітря. Необхідний об'єм втягнутого повітря % знаходиться за формулою, отриманою з (3.21):

$$V_{нов} = \frac{\ln\left(\frac{F}{A_1 R_{cm}^{A_2}}\right)}{0,35}. \quad (3.22)$$

Для порівняння перевірялася ефективність прогнозу морозостійкості бетонів за поліноміальною моделлю (3.23) (табл.3.4):

$$\begin{aligned} V_F = & 372,9 - 161X_1 + 16,23X_2 + 3,66X_3 + \\ & + 5,57X_4 + 5,9X_5 - 0,44X_1^2 - 0,93X_2^2 - \\ & - 0,23X_3^2 - 0,78X_5^2 - 0,09X_1X_2 - 0,87X_1X_3 - \\ & - 1,37X_1X_4 + 0,42X_4X_5 + 1,17X_2X_3 + \\ & + 2,75X_2X_4 + 1,95X_2X_5 + 0,59X_3X_4 + 0,89X_4X_5 \end{aligned}, \quad (3.23)$$

де $X_1 = (B - 180) / 30$; $X_2 = (Ц / B - 2,1) / 0,8$;
 $X_3 = (0,12 - СНП) / 0,06$; $X_4 = (R_c - 41,2) / 6,7$;
 $X_5 = (\lg 71 - \lg \tau_{н.т}) / \lg 2,53$.

У наведених вище формулах переходу від натуральних до кодованих змінних: B – водовміст бетонних сумішей, л/м³; $Ц/В$ – цементно-водне відношення; $СНП$ – добавка СНП, кг/м³; R_c – активність цементу, МПа; $\tau_{н.т}$ – тривалість нормального твердіння, діб.

При розрахунках за поліноміальною моделлю (3.23) попередньо знаходили об'єм втягнутого емульгованого повітря.

Аналіз розрахунків (табл. 3.2, 3.4) показує задовільну збіжність розрахункових значень морозостійкості, обчислених за різними емпіричними залежностями.

Таблиця 3.4
Ефективність прогнозу морозостійкості бетону
за рівнянням (3.23)

№ серії	Витрата води, л/м ³	Ц/В	Активність цементу R _{ак} , МПа	Витрата добавки СНП, кг/м ³	Морозостійкість бетону, цикли		Відхилення, F _p -F _ф , цикли	Відносне відхилення, (F _p -F _ф)/100% F _p
					факт.	розн.		
1	210	2,90	47,9	0,18	185	246	61	25
2	200	1,30	34,5	0,06	181	241	60	25
3	190	1,50	41,2	0,12	383	307	76	25
4	180	2,60	45,0	0,14	312	390	78	20
5	170	1,90	35,0	0,08	497	414	83	20
6	160	2,50	40,0	0,17	584	486	98	20
7	150	1,40	42,0	0,07	614	512	102	20
8	200	2,80	36,0	0,15	236	277	41	15
9	150	1,90	47,0	0,12	648	540	108	20
10	160	2,60	43,0	0,09	568	494	74	15
11	210	2,90	35,0	0,08	183	215	32	15
12	150	2,10	37,0	0,13	446	525	79	15
13	180	2,50	41,0	0,18	302	377	75	20
14	190	1,30	45,0	0,14	348	303	45	15
15	200	2,10	38,0	0,06	223	262	39	15
16	170	2,20	36,0	0,11	482	419	63	15
17	160	2,0	44,0	0,17	419	493	74	15
18	190	1,40	41,0	0,10	243	304	61	20
19	210	1,60	46,0	0,08	240	200	40	20
20	180	2,80	39,0	0,18	466	388	78	20

продовження табл.3.4

№ серії	Витрата води, л/м ³	Ц/В	Активність цементу R _{ак} , МПа	Витрата добавки СНП, кг/м ³	Морозостійкість бетону, цикли		Відхилення, F _p -F _ф , цикли	Відносне відхилення, (F _p -F _ф)/100% /F _p
					факт.	розн.		
21	170	2,70	36,0	0,05	315	420	105	25
22	210	1,50	42,0	0,09	226	197	29	15
23	200	1,90	43,0	0,16	309	269	40	15
24	190	2,00	37,0	0,14	266	313	47	15
25	180	2,40	35,0	0,07	429	373	56	15
26	170	1,60	42,0	0,15	330	413	83	20
27	160	2,00	46,0	0,13	408	480	72	15
28	150	2,20	48,0	0,18	633	551	82	15
29	200	1,30	39,0	0,10	280	243	37	15
30	190	2,30	37,0	0,12	254	318	64	20

Примітка: У розрахунках за моделлю (3.23) тривалість нормального твердіння ($\tau_{н.т}$) прийнята 28 діб.

3.3. Нормування морозостійкості бетону в конструкціях та спорудах

Стандартизований метод оцінки морозостійкості бетону характеризується числом циклів заморожування та відтавання зразків за нормованих умов випробування без істотного зниження міцності (марками за морозостійкістю). Цей метод запропоновано в 1886 р. М.А. Белелюбським і дозволяє оцінити стійкість бетону при деякому умовному екстремальному режимі його роботи: повному водонасиченні та безперервному циклічному заморожуванні при загальній тривалості одного циклу 4,5...6,5 годин. При базовому стандартному способі випробувань заморожування проводиться при $-(18\pm 2)^\circ\text{C}$ на повітрі, а відтавання при $(18\pm 2)^\circ\text{C}$ у воді. Для прискорення випробувань температуру заморожування знижують до

-40...-60° С, насичують зразки водним сольовим розчином, зменшують їх розміри і скорочують тривалість циклів.

Марки бетону за морозостійкістю у відповідності з будівельними нормами призначають залежно від умов роботи конструкцій (табл. 3.5, 3.6).

Таблиця 3.5

Вимоги до морозостійкості бетону, конструкцій, що працюють в умовах знакоперемінних температур

Умови роботи конструкцій	Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, °С	Марка бетону за морозостійкістю
1. Поперемінне заморожування та відтавання: у насиченому стані при дії морської води та мінералізованих вод	Нижче -40	F450
	Нижче -20 до -40 включ.	F300
	Нижче -5 до -20 включ.	F200
	-5 і вище	F100
у насиченому стані при дії прісних вод	Нижче -40	F400
	Нижче -20 до -40 включ.	F300
	Нижче -5 до -20 включ.	F200
	-5 і вище	F150
в умовах епізодичного зволоження (наприклад, надземні конструкції, що зазнають атмосферних впливів)	Нижче -40	F300
	Нижче -20 до -40 включ.	F200
	Нижче -5 до -20 включ.	F150
	-5 і вище	F100
в умовах повітряно-вологого стану, без епізодичного зволоження (наприклад, конструкції, що піддаються впливу навколишнього повітря, але захищені від впливу атмосферних опадів)	Нижче -40	F200
	Нижче -20 до -40 включ.	F100
	Нижче -5 до -20 включ.	F75
	-5 і вище	F50

продовження табл.3.5

Умови роботи конструкцій	Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, °С	Марка бетону за морозостійкістю
2. Одноразовий протягом року вплив температури, °С, у водонасиченому стані (наприклад, конструкції, що знаходяться в ґрунті або під водою)	Нижче -40	F ₁ 200
	Нижче -20 до -40 включ.	F ₁ 150
	Нижче -5 до -20 включ.	F ₁ 100
	-5 і вище	F ₁ 75

Існуюча практика призначення марки бетону за морозостійкістю ґрунтується як на діючих нормативних матеріалах, так і на досвіді проєктантів, що враховують масивність конструкцій, умови їх експлуатації і, в першу чергу, число циклів переходу температури бетону через 0° С, від'ємну температуру холодного періоду року, її мінливість.

Таблиця 3.6

Вимоги до морозостійкості бетону та розчину для стінових конструкцій

Умови роботи конструкцій		Мінімальна марка бетону за морозостійкістю зовнішніх стін опалювальних будівель з бетону		
Відносна вологість внутрішнього повітря приміщення $\varphi \leq, \%$	Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, °С	ніздрувато	легкого, поризованого	важкого та дрібнозернистого
		нижче -40	F100	F100
$\varphi > 75$	нижче -20 до -40 включ.	F75	F75	F100
	нижче -5 до -20 включ.	F50	F50	F75
	-5 и вище		F50	F35

продовження табл.3.6

Умови роботи конструкцій		Мінімальна марка бетону за морозостійкістю зовнішніх стін опалювальних будівель з бетону		
$60 < \varphi \leq 75$	Нижче -40	F75	F75	F100
	Нижче -20 до -40 включ.	F50	F50	F50
	Нижче -5 до -20 включ.	F35	F35	-
	-5 і вище	F25	F25	-
$\varphi \leq 60$	Нижче -40	F50	F50	F75
	Нижче -20 до -40 включ.	F35	F35	-
	Нижче -5 до -20 включ.	F25	F25	-
	-5 і вище	F15	F25	-

У ряді країн, наприклад, у США та Канаді, при проектуванні складів бетонів прийнято вказувати не конкретну кількість циклів заморожування та відтавання, а режим роботи бетону. Для кожного режиму роботи рекомендується певна область допустимих В/Ц (табл. 3.7).

Для забезпечення необхідної морозостійкості бетонів важливо правильно підібрати об'єм втягнутого повітря. Він може бути призначений за нормативними рекомендаціями або орієнтовно розрахований за емпіричними залежностями. Наприклад, для гідротехнічних споруд із нормованою морозостійкістю F200 і вище, які експлуатуються в умовах насичення морською або мінералізованою водою, об'єм втягнутого повітря в бетонній суміші згідно ДСТУ БВ.2.7.-43-96 повинен відповідати значенням зазначеним у табл. 3.8.

Таблиця 3.7

Максимально допустимі величини водоцементного відношення для бетону різних споруд за рекомендаціями Американського інституту бетону

Тип споруд	Умови служби бетону					
	Суворий клімат із різкими коливаннями тем-ператури або частими змінами заморозування та відтавання (використовується бетон лише із втягнутим повітрям)			М'який клімат з рідкими переходами температури через нуль, дощовий або сухий клімат		
	на повітрі	у зоні змінного рівня води		на повітрі	у зоні змінного рівня води	
		у прісній воді	у морській воді		у прісній воді	у морській воді
Парапети, бордюри, пороги шлюзів і доків, армовані палі, труби	0,49	0,44	0,40*	0,53	0,49	0,40*
Підпірні стінки, контрфорси, мостові опори, прогони, балки	0,53	0,49	0,44*	**	0,53	0,44*
Зовнішні частини масивних споруд	0,58	0,49	0,44*	**	0,53	0,44*
Бетон для підводного бетонування	-	0,44	0,44	-	0,44	0,44

Примітки.* При використанні сульфатостійкого цементу максимально допустимі величини водоцементного відношення можуть бути підвищені на 0,045. ** Величина водоцементного відношення повинна прийматися, виходячи з вимог до міцності та легкоукладальності.

Таблиця 3.8

Об'єм втягнутого повітря, що рекомендується для гідротехнічного бетону з підвищеною морозостійкістю ($F \geq 200$)

Максимальна крупність заповнювача, мм	Об'єм втягнутого повітря у бетонній суміші, % при В/Ц		
	менше 0,41	0,41...0,50	більше 0,50
10	2...4	3...5	5...7
20	1...3	2...4	4...6
40	1...3	1...3	3...5
60	1...3	1...3	2...4

Орієнтовно об'єм необхідного втягнутого повітря може бути знайдений також із формули (3.22).

Відомий дослідник морозостійкості бетону С.В Шестоперов запропонував оцінювати морозостійкість деякою умовною маркою (М), що дорівнює добутку проектного терміну експлуатації споруди, середньорічного числа циклів заморожування та відтавання та коефіцієнта запасу міцності. Для обґрунтування 8 умовних марок (від М-25 до М-6000) їм надано рекомендації за 25 параметрами, що враховують якість вихідних матеріалів, склади бетону та технологію робіт. Однак, сучасні уявлення теорії морозостійкості та практичний досвід не дозволяють погодитися достатньою мірою як із запропонованим критерієм, так і низкою рекомендацій щодо його забезпечення.

Рациональною може бути система нормування морозостійкості, відповідно до якої вказується не задана кількість циклів заморожування та відтавання лабораторних зразків, а класи бетону за морозостійкістю:

- 1-ий клас – низької (до F50),
- 2-ий – помірної (F50...F150),
- 3-ій – підвищеної (F150...F300)
- 4-ий – високої (F=300...500),
- 5-ий – особливо високої (F>500).

При такій системі суттєво зменшується кількість нормованих ступенів морозостійкості бетону, стають зайвими

при відповідних обмеженнях складів (В/Ц, вміст залученого повітря) тривалі та трудомісткі лабораторні підбори складів бетонів з необхідною маркою за морозостійкістю, які часто мають запізнілий характер.

3.4. Експериментальне визначення морозостійкості бетону

При базових методах визначення морозостійкості бетону встановлюють число циклів заморожування та відтавання зразків, що випробувані при нормованих умовах, без істотного зниження міцності. За ДСТУ Б В.2.7-47-96 встановлено два базових методи визначення морозостійкості, два прискорених при багатократному заморожуванні та відтаванні і два прискорених при однократному заморожуванні та відтаванні (табл. 3.9).

Таблиця 3.9

Методи визначення морозостійкості бетону при заморожуванні та відтаванні

Номер методу	Середовище насичення	Умови випробування		
		Середовище і температура заморожування, °С	Середовище відтавання	Вид бетону
Базові				
Перший	Вода	Повітряне -(18±2)	Вода	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів
Другий	5%-ний водний розчин хлористого натрію	Повітряне -(18±2)	5%-ний водний розчин хлористого натрію	Бетони дорожніх і аеродромних покриттів

продовження табл. 3.9

Номер методу	Середовище насичення	Умови випробування		
		Середовище і температура заморожування, °С	Середовище відтавання	Вид бетону
Прискорені при багаторазовому заморожуванні та відтаванні				
Другий	5%-ний водний розчин хлористого натрію	Повітряне -(18±2)	5%-ний водний розчин хлористого натрію	Всі види бетонів крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів і легких із середньою густиною менше 1500 кг/м ³
Третій	5%-ний водний розчин хлористого натрію	5%-ний водний розчин хлористого натрію, -(50±5)	5%-ний водний розчин хлористого натрію	Всі види бетонів, крім легких із середньою густиною менше 1500 кг/м ³
Прискорені при одноразовому заморожуванні				
Четвертий	Вода	Гас, -(18±2)	Повітряне	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів

продовження табл. 3.9

Номер методу	Середовище насичення	Умови випробування		
		Середовище і температура заморожування, °С	Середовище відтавання	Вид бетону
П'ятий	Вода	Повітряне -(18±2)	Повітряне	Всі види бетонів, крім бетонів дорожніх і аеродромних покриттів

Для визначення фактичної зміни міцності через задане число циклів заморожування та відтавання використовують коефіцієнт морозостійкості:

$$K_{мрз} = R_{мрз} / R_k, \quad (3.25)$$

де $R_{мрз}$ – міцність бетону після прийнятого числа циклів випробувань; R_k – міцність контрольних зразків.

Марка бетону по морозостійкості вважається забезпеченою через необхідну кількість циклів, якщо $K_{мрз} \geq 0,95$.

Марку за морозостійкістю бетону встановлюють у проектному віці. Кількість і розмір зразків бетону приймають за табл. 3.10.

Контрольні зразки бетону перед випробуванням на міцність, а основні зразки перед заморожуванням, насичують водою (розчином солі) з температурою (18±2)° С. Для насичення зразки занурюють у рідину на 1/3 їх висоти на 24 год., далі рівень рідини підвищують до 2/3 висоти зразка і витримують ще 24 год., після чого зразки повністю занурюють у рідину на 48 год. таким чином, щоб її рівень був вищий за їх верхню грань не менше ніж на 20 мм. Число циклів випробування основних зразків бетону

протягом однієї доби повинно бути не менше одного. Співвідношення між числом циклів випробувань і маркою бетону за морозостійкістю приймають згідно з табл. 3.11.

Таблиця 3.10

Кількість і розмір зразків для випробування морозостійкості бетону

Метод визначення морозостійкості	Розміри зразків, мм	кількість зразків, шт	
		контрольні	основні
Перший	100×100×100 150×150×150	6	12
Другий	100×100×100 150×150×150	6	12
Третій	100×100×100 70×70×70	6	6
Четвертий	100×100×100 циліндри з діаметром та висотою 70 мм	-	3
П'ятий	100×100×100 150×150×150	3	3

Примітка. 1. Для бетону гідротехнічних споруд, що випробовуються за першим методом, допускається застосовувати зразки – куби розміром 200×200×200 мм. **2.** Контрольні зразки – зразки, які призначені для визначення міцності бетону на стиск до початку випробування основних зразків; основні – зразки, що призначені для заморожування та відтавання.

У проміжний строк випробування контролюють стан зразків: наявність тріщин, відколів, злущування поверхні. При появі зазначених дефектів бетон не відповідає потрібній марці за морозостійкістю.

Заморожування зразків при випробуванні *першим базовим методом* виконують при мінус $(18\pm 2)^\circ\text{C}$ протягом 2,5 год для зразків 100×100×100 мм, 3,5 год – 150×150×150 мм і 5,5 год – 200×200×200 мм. Відтавання зразків здійснюють при температурі $18\pm 2^\circ\text{C}$ протягом відповідно $2\pm 0,5$; $3\pm 0,5$; $5\pm 0,5$ год.

Таблиця 3.11

Число циклів заморожування-відтавання для бетону різних марок за морозостійкістю

Число циклів заморожування та відтавання для бетону марок	Методи випробувань			
	Перший (базовий)	Другий (базовий)	Другий (прискорений)	Третій (прискорений)
25	$\frac{15}{25}$	-	-	-
35	$\frac{25}{35}$	-	-	-
50	$\frac{35}{50}$	$\frac{35}{50}$	$\bar{8}$	-
75	$\frac{50}{75}$	$\frac{50}{75}$	$\bar{13}$	2
100	$\frac{75}{100}$	$\frac{75}{100}$	$\bar{20}$	3
150	$\frac{100}{150}$	$\frac{100}{150}$	$\frac{20}{30}$	4
200	$\frac{150}{200}$	$\frac{150}{200}$	$\frac{30}{45}$	5
300	$\frac{200}{300}$	$\frac{200}{300}$	$\frac{45}{75}$	8
400	$\frac{300}{400}$	$\frac{300}{400}$	$\frac{75}{100}$	12
500	$\frac{400}{500}$	$\frac{400}{500}$	$\frac{100}{150}$	15
600	$\frac{500}{600}$	$\frac{500}{600}$	$\frac{150}{200}$	19
800	$\frac{600}{800}$	$\frac{600}{800}$	$\frac{200}{300}$	27
1000	$\frac{800}{1000}$	$\frac{800}{1000}$	$\frac{300}{450}$	35

Примітка: Над рискою зазначено число циклів, після якого проводиться проміжне випробування, під рискою – число циклів, що відповідає марці бетону за морозостійкістю.

Марку бетону за морозостійкістю приймають такою, що відповідає необхідній, якщо середнє значення міцності на стиск основних зразків після нормованого (табл. 3.11) числа циклів заморожування та відтавання зменшилось не більш ніж на 5% порівняно з середньою міцністю на стиск контрольних зразків. Для легкого бетону з маркою за морозостійкістю не більше F50 зниження міцності не повинно перевищувати 15%.

При застосуванні *другого методу* основні і контрольні зразки бетону перед випробуванням насичують 5% -ним водним розчином хлористого натрію при температурі $(18\pm 2)^{\circ}\text{C}$. Контрольні зразки через 2-4 год після насичення в розчині випробовують на стиск. Основні зразки піддають випробуванню на заморожування та відтавання і після проведення відповідного числа циклів також випробовують на стиск. Для контрольних і основних зразків бетону дорожніх та аеродромних покриттів додатково визначають втрати маси.

При випробуванні за *третьім методом* основні зразки, насичені 5%-ним розчином NaCl, поміщають у заповнену таким же розчином ємність, яку ставлять у морозильну камеру в якій температура повітря не вище 10°C , а потім знижують температуру у дві стадії – на першій до -10°C , а на другій до $-(50\dots 55)^{\circ}\text{C}$. Зразки витримують при вказаних температурах по $(2,5\pm 0,5)$ год. Далі температуру в камері підвищують протягом $(1,5\pm 0,5)$ год до -10°C і при цій температурі вивантажують із ємності зі зразками.

При заморожуванні кубів із ребром 70 мм тривалість зниження і витримування температури зменшують на 1 год.

Відтаювання зразків відбувається протягом $(2,5\pm 0,5)$ год (для зразків із ребром 70 мм – $(1,5\pm 0,5)$ год) у ванні з 5%-ним розчином NaCl.

Крім максимально 5%-ного зниження міцності основних зразків, що вимагається для бетону всіх видів, для дорожніх бетонів втрата маси зразків повинна бути не більше 3%.

Четвертий (дилатометричний) метод визначення морозостійкості бетону (ДСТУ Б В.2.7-50-96) реалізується з допомогою дилатометру. При застосуванні цього методу марку бетону за морозостійкістю встановлюють за максимальною

відносною різницею об'ємної деформації бетонних і стандартного зразка. Стандартний зразок – зразок, що входить в комплект дилатометру, виготовлений з того ж матеріалу, що і дилатометр і має однакову з бетонними зразками форму і розміри.

Для вимірювання деформацій при заморожуванні зразків поширені диференціальні об'ємні дилатометри марок ДОД-100, ДОД-100К, ДОД-100К/З (рис. 3.10, 3.11). Ці прилади включають електронний блок обробки значень об'ємних деформацій і самописець або комп'ютер для їх реєстрації.



Рис. 3.10. Диференційний дилатометр ДОД-100К/З

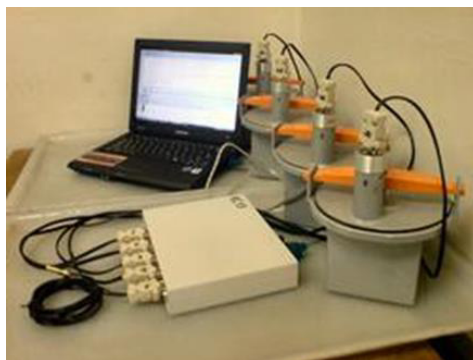


Рис. 3.11. Дилатометр ДОД-100К

У вимірювальну камеру дилатометру кладуть бетонний зразок, насичений водою, в другу камеру – стандартний зразок. Камери заповнюють водою і герметизують. Дилатометр зі зразками встановлюють в морозильну камеру, витримують 30 хв, а потім починають заморожування зі швидкістю 0,3 °С/хв до досягнення температури $-(18 \pm 2)^\circ\text{C}$. На графіках фіксують криву різниці значень об'ємних деформацій бетонного і стандартного зразків під час заморожування (рис. 3.12).

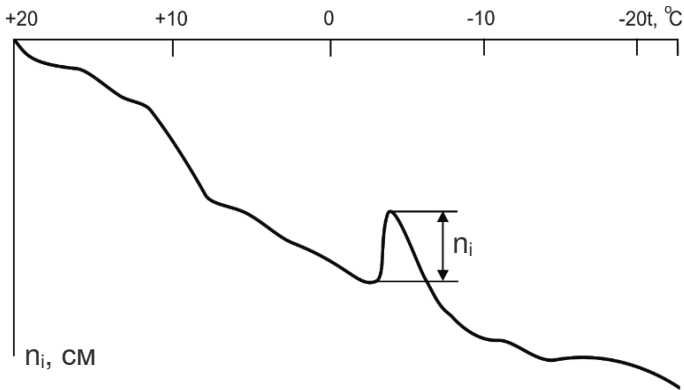


Рис. 3.12. Графік залежності різниці об'ємних деформацій бетонного і стандартного зразків від температури заморожування

Ділянка скачкоподібної зміни об'ємних деформацій обумовлена переходом води в лід. Для серії із трьох бетонних зразків визначають максимальне відносне збільшення різниці об'ємних деформацій Θ бетонних і стандартного зразків при заморожуванні. При вимірюванні на приладі ДОД-100:

$$\Theta_i = \frac{n_i \cdot c}{V_0}, \quad (3.26)$$

де n_i – максимальна різниця деформацій бетонного і стандартного зразків, см;

c – константа дилатометру;

V_0 – початковий об'єм бетонних зразків, см^3 .

При вимірюваннях на приладах ДОД-100К і ДОД-100К/3

Θ_i знаходять за формулою:

$$\Theta_i = \frac{\Delta V}{V_0}, \quad (3.27)$$

де ΔV – максимальна різниця значень деформацій бетонного і стандартного зразків при заморожуванні.

Марку бетону за морозостійкістю F , що аналогічна отриманій за першим базовим методом визначають за графіком на рис. 3.13, або за табл. 3.12.

Таблиця 3.12

Максимальне значення $\Theta \cdot 10^{-3}$ для бетону марок за морозостійкістю

Вид бетону	Марки за морозостійкістю (F)							
	25	50	100	200	400	600	800	1000
Важкий	>3,80	3,60- 3,50	2,40- 1,70	1,0- 0,65	0,33- 0,20	0,18- 0,08	0,08- 0,05	<0,05
Легкий (зразки куби 100× 100× 100 мм)	>4,75	4,50- 4,00	3,30- 2,30	≤2,00	-	-	-	-

П'ятий (структурно-механічний) метод визначення морозостійкості базується на її кореляційному зв'язку з капілярною пористістю бетону. Капілярну пористість визначають за формулами:

– для зразків важкого бетону з відомим складом:

$$П_i = \frac{W_i - K_k \Delta V_i' C_i}{10}; \quad (3.28)$$

– для зразків бетону на пористих заповнювачах:

$$П_i = \frac{W_i + V_n - K_k \Delta V_i' C_i}{10}; \quad (3.29)$$

– для зразків бетону невідомого складу:

$$P_i \left(\frac{m_{ki} - m_{ci}}{d_w (m_{bi} / m_{bo}) V} - D \right) \cdot 100, \quad (3.30)$$

де W_i – об'єм води замішування в 1 л ущільненої бетонної суміші без врахування водопоглинання заповнювачами і водовідділення в процесі ущільнення, см³ (для заповнювачів на основі щільних порід водопоглинання приймають рівним 1% від їх маси);

$\Delta V'_i$ – питома контракція застосованого цементу на час випробувань матеріалу на морозостійкість (величину $\Delta V'_i$ визначають за допомогою контрактометра згідно ДСТУ);

C_i – маса цементу в 1 л бетонної суміші, г;

V_n – об'єм відкритих пор пористих заповнювачів (об'єм води, що поглинається пористими заповнювачами за 1 год), см³;

K_κ – стехіометричний коефіцієнт контракції цементу (при густині цементу 3,1 г/см³ для портландцементу $K_\kappa = 5,1$; швидкоотверднучого портландцементу $K_\kappa = 4,7$; пуцоланового портландцементу $K_\kappa = 6$; шлакопортландцементу $K_\kappa = 5,9$);

d_w – густина води ($d_w = 1$ г/см³);

m_{bo} , m_{bi} , m_{ki} , m_{ci} – відповідно маси зразка (керн) після його насичення водою; розколювання на куски об'ємом 20-30 см³, кип'ятіння протягом 5 год; висушування до постійної маси;

D – коефіцієнт, що враховує об'єм пор в зразку, в яких вода не переходить в лід при заморожуванні до $-(18 \pm 2)^\circ \text{C}$. Цей коефіцієнт залежить від міцності бетону. При мінімально допустимій міцності в проектному віці кубічних зразків 10 МПа $D = 0,02$; 22,5 МПа – $D = 0,04$; 40 МПа – $D = 0,06$, 45 МПа – $D = 0,07$.

Для визначення морозостійкості бетону структурно-механічним методом поряд із величиною капілярної пористості знаходять величину т.зв. коефіцієнта підвищення міцності K_i :

$$K_i = f_{cm}^0 / f_{cm}^\kappa, \quad (3.31)$$

де f_{cm}^0 і f_{cm}^κ – середні арифметичні значення міцності бетону відповідно основних і контрольних зразків.

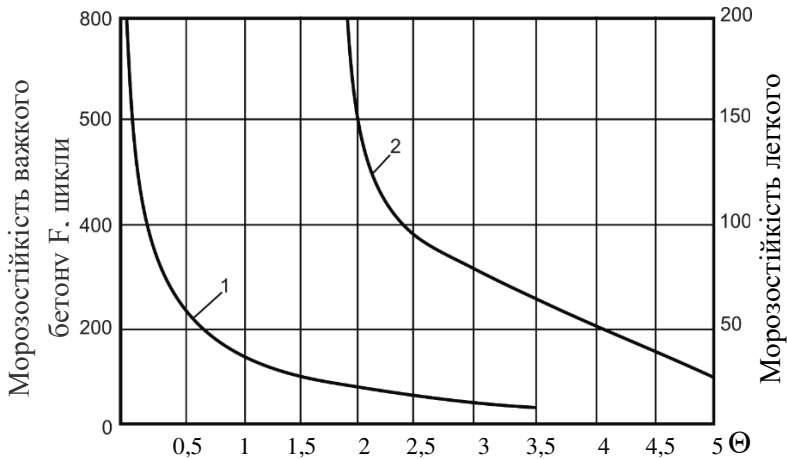


Рис. 3.13. Графік залежності морозостійкості бетону від Θ – максимального відносного збільшення різниці об'ємних деформацій бетонного та стандартного зразків при заморожуванні: 1 – важкого бетону; 2 – легкого бетону

Міцність на стиск контрольних зразків визначають у насиченому водою стані через 2 год після витягування з ванни, основних зразків – після однократного заморожування протягом 5 год.

Морозостійкість бетону розраховують за формулою:

$$M_i = M_{\min} + \frac{(M_{\max} - M_{\min})(K_{\max} - K_t)}{K_{\max} - K_{\min}}, \quad (3.32)$$

де M_{\max} і M_{\min} – максимальна і мінімальна морозостійкість бетону, цикл, при розрахунковому значенні P_i ; K_{\max} і K_{\min} – максимальне і мінімальне значення коефіцієнта K_i (табл. 3.13). В табл. 3.13 приведені узагальнені дані для показників морозостійкості важких бетонів, що необхідні для розрахункового визначення морозостійкості структурно-механічним методом.

Таблиця 3.13

Показники для визначення морозостійкості важкого бетону структурно-механічним методом

Відкрита капілярна пористість, P_i , %	Морозостійкість, цикл		Коефіцієнт K_i	
	M_{max}	M_{min}	K_{max}	K_{min}
0,5	863	863	1,00	1,00
1,5	573	558	1,04	1,02
2,5	503	465	1,13	1,03
3,5	453	403	1,21	1,04
4,5	413	353	1,30	1,06
5,5	380	309	1,39	1,07
6,5	351	290	1,48	1,09
8,0	315	215	1,61	1,11
10,0	280	158	1,78	1,12
12,0	253	108	1,89	1,14
15,0	220	59	2,03	1,16
17,0	208	41	2,06	1,18
20,0	201	23	2,11	1,19
23,0	200	16	2,14	1,21
25,0	200	15	2,14	1,21

Уточнене значення морозостійкості розраховують за формулами:

$$M = M_i(1 - \Delta_0), \quad (3.33)$$

$$\text{де } \Delta_0 = \sqrt{\left(\frac{S_{f_{cm}^0}}{f_{cm}^0}\right)^2 + \left(\frac{S_{f_{cm}^k}}{f_{cm}^k}\right)^2} + K_m, \quad (3.34)$$

де $S_{f_{cm}^0}$ і $S_{f_{cm}^k}$ – середні квадратичні відхилення міцності бетону для серії (6 зразків) основних і контрольних зразків;
 K_m – коефіцієнт, який приймають для важких бетонів – 0,04, цементно-піщаних розчинів – 0,05, легких бетонів – 0,06.

Марку бетону за морозостійкістю приймають рівною меншому значенню, яке є найближчим до розрахункового значення М.

До неруйнівних методів визначення морозостійкості бетону можна віднести також *ультразвуковий метод* (ГОСТ 26134-84). За цим методом морозостійкість контролюють за результатами вимірювання часу розповсюдження ультразвуку в зразках у процесі їх поперемінного заморожування та відтавання. З цією метою застосовують спеціальні стенди і прилади, що призначені для вимірювання часу розповсюдження ультразвуку в бетоні.

Марку бетону за морозостійкістю встановлюють за критичним числом циклів заморожування та відтавання, починаючи з якого відбувається різке збільшення часу розповсюдження ультразвуку в зразку, що відповідає початку інтенсивного руйнування матеріалу.

Порівнюючи знайдене критичне число циклів заморожування та відтавання з встановленим в стандарті його контрольним значенням визначають марку бетону за морозостійкістю (табл. 3.14).

Таблиця 3.14

Значення критичного числа циклів заморожування та відтавання для різних марок бетону за морозостійкістю

Метод визначення морозостійкості	Марки бетону за морозостійкістю, F							
	50	100	150	200	300	400	500	1000
Перший базовий	31	63	95	125	190	250	310	625
Другий базовий	-	63	95	125	190	250	310	625
Другий прискорений	-	13	19	28	47	70	95	280

Для кожного контрольованого складу бетону виготовляють по три зразки. При проведенні випробувань зразки насичують водою і визначають час розповсюдження в них ультразвуку способом наскрізного прозвучування. Напрямок прозвучування повинен бути перпендикулярним до напрямку укладки бетонної

суміші. Зразки бетону піддають заморожуванню та відтаванню за першим або другим способом, періодично через певне число циклів (табл. 3.15) проводячи ультразвукові вимірювання.

Таблиця 3.15

Число циклів між послідовними ультразвуковими вимірюваннями

Метод визначення морозостійкості	Марки бетону за морозостійкістю, F							
	50	100	150	200	300	400	500	1000
Перший базовий	2...3	5...7	7...9	10...12	15...20	20...25	25...30	50...60
Другий базовий (для бетонів дорожніх і аеродромних покриттів)	-	5...7	7...9	10...12	15...20	20...25	25...30	50...60
Другий Прискорений	-	1	1...2	2...3	3...4	5...7	7...9	20...25

За результатами вимірювань для кожного зразка знаходять найменше значення часу розповсюдження ультразвуку t_m і відповідне значення числа циклів заморожування та відтавання N_m .

Результати ультразвукових вимірювань по кожному зразку при числі циклів N більшому ніж N_m наносять на графік у координатах $lg(N-N_m) - lg(t - t_m)$. На побудованому графіку (рис. 3.14) визначають абсцису K точки перелому. Критичне число циклів заморожування та відтавання для кожного зразка M визначають за формулою:

$$M = N_m + K. \quad (3.35)$$

Для контрольованого складу критичне число заморожувань та відтавань приймають рівним меншому зі значень, які отримані для двох зразків.

Приклад 3.1. *Визначити морозостійкість бетону за прискореним третім методом згідно ДСТУ Б В.2.7-47-96.*

Заморожування та відтавання зразків за цим методом здійснюються у 5%-у водному розчині хлориду натрію. Температура заморожування мінус $(50 \pm 2)^\circ \text{C}$.

Після 15 циклів заморожування та відтавання контрольні та основні зразки мали наступні значення міцності.

Номер зразку в серії	Міцність бетону, МПа	
	контрольні зразки	основні зразки
1	38,3	38,5
2	40,8	40,3
3	41,5	42,2
4	40,9	41,5
5	42,3	40,8
6	42,8	39,6

Середні значення міцності:

– контрольних зразків:

$$\bar{f}_{cm}^k = \frac{38,3 + 40,8 + 41,5 + 40,9 + 42,3 + 42,8}{6} = 41,1 \text{ МПа}$$

– основних зразків:

$$\bar{f}_{cm}^o = \frac{38,5 + 40,3 + 42,2 + 41,5 + 40,8 + 39,6}{6} = 40,4 \text{ МПа}$$

Середнє квадратичне відхилення для міцності знаходили за формулою:

$$S = \frac{W_m}{\alpha}$$

де W – розмах одиничних значень міцності в серії як різниця між максимальними і мінімальними одиничними значеннями, МПа;

α – коефіцієнт, який залежить від числа одиничних значень міцності в серії (для $n=6$, $\alpha=2,5$).

Для контрольних зразків $S^k=1,80$ МПа, основних – $S^o=1,48$ МПа.

Коефіцієнт варіації міцності:

$$V_c = \frac{S}{f_{cm}} \cdot 100\%$$

для контрольних зразків:

$$V_m^k = \frac{1,8}{41,1} \cdot 100 = 4,38\%$$

основних зразків:

$$V_m^o = \frac{1,48}{40,4} \cdot 100 = 3,67\%$$

Визначаємо нижню границю довірчого інтервалу X_{min}

$$X_{min} = \overline{f_{cm}} - tS$$

де t – значення критерію Стьюдента. Для 6 зразків при довірчій імовірності 95% $t=2,57$.

Для контрольних зразків:

$$X'_{min} = 41,1 - 2,57 \cdot 1,8 = 36,48 \text{ МПа}$$

Для основних зразків:

$$X''_{min} = 40,4 - 2,57 \cdot 1,8 = 36,6 \text{ МПа}$$

Нижня границя довірчого інтервалу міцності контрольних зразків з урахуванням коефіцієнта 0,9 дорівнює 32,83 МПа. Враховуючи, що $X''_{\min} > 0,9X'_{\min}$, зразки бетону можна вважати такими, що витримали випробування на морозостійкість.

Згідно з рекомендованими ДСТУ співвідношеннями між числом циклів заморожування та відтавання при різних методах випробування можна вважати таким, що для заданих умов марка бетону за морозостійкістю становить F500.

Приклад. 3.2. *Визначити морозостійкість бетону дилатометричним методом.*

Вихідні дані. Випробовується бетон такого складу (кг/м³): портландцемент – 332, щебінь – 1310, пісок – 590, вода – 177.

1. Дилатометр зі зразками, насиченими водою, встановлюють у морозильну камеру і після 30 хв витримки починають заморожувати зі швидкістю 0,3°C /хв до досягнення температури мінус (18±2)° С. В другу камеру поміщають стандартний зразок. Дві камери заповнюють гасом та герметизують.

2. На графіку (рис. 3.12) різниці об'ємних деформацій бетонних і стандартного зразків знаходимо скачкоподібну зміну n_i для кожного зразка із серії:

$$n_1 = 2,4 \text{ см}; n_2 = 2,5 \text{ см}; n_3 = 2,6 \text{ см}.$$

3. Визначаємо максимальне відносне збільшення різниці об'ємних деформацій бетонних та стандартного зразків Θ_i за формулою:

$$\Theta_i = \frac{n_i c}{V_0},$$

де c – постійна дилатометра, $c = 0,258 \text{ см}^3/\text{см}$.

$$\Theta_1 = \frac{2,4 \cdot 0,258}{1000} = 0,62 \cdot 10^{-3};$$

$$\Theta_2 = \frac{2,5 \cdot 0,258}{1000} = 0,65 \cdot 10^{-3};$$

$$\Theta_3 = \frac{2,6 \cdot 0,258}{1000} = 0,67 \cdot 10^{-3}.$$

4. Обчислюємо середнє арифметичне значення максимального відносного збільшення різниці об'ємних деформацій бетонних та стандартного зразків при заморожуванні для серії з трьох зразків:

$$\bar{\Theta}_i = \frac{0,62 \cdot 10^{-3} + 0,65 \cdot 10^{-3} + 0,67 \cdot 10^{-3}}{3} = 0,65 \cdot 10^{-3}$$

5. За табл. 3.12 визначаємо марку бетону за морозостійкістю, яка складає F200.

Приклад. 3.3. *Визначити морозостійкість бетону структурно-механічним методом.*

Вихідні дані. Випробовують бетон такого складу (кг/м³): цемент – 400, пісок – 691, щебінь – 1089, вода – 172. Для виготовлення бетону використані: портландцемент М400, густина – 3,1 т/м³; щебінь гранітний, фракції 5-25 мм; пісок $M_{кр} = 2$. Виготовлено 6 зразків кубів бетону розміром 100×100×100 мм. Сумарне водопоглинання заповнювачів прийнято рівним 1% від їх маси.

1. Для розрахунку відкритої капілярної пористості бетону у віці 28 діб (Π_i) за формулою (3.28) приймаємо: питому контракцію ($\Delta V_i'$) 0,037 л/кг; $K_k = 5,1$; об'єм води замішування без врахування води, що поглинена заповнювачами, л/м³
 $W_i = 172 - 1780 \cdot 0,01 = 154,2$ л;
 $\Pi_i = (154,2 - 5,1 \cdot 0,037 \cdot 400) / 10 = 7,8\%$

2. Визначаємо міцність бетону на стиск після його водонасичення і однократного заморожування контрольних f_{cm}^k і основних f_{cm}^0 зразків, МПа:

$$f_{c1}^k = 28,3; f_{c2}^k = 30,7; f_{c3}^k = 32,5;$$

$$f_{c1}^0 = 40,2; f_{c2}^0 = 45,1; f_{c3}^0 = 48,1.$$

3. Обчислюємо середні арифметичні значення границі міцності бетону контрольних і основних зразків:

$$f_{cm}^k = (28,3 + 30,7 + 32,5) / 3 = 30,5 \text{ МПа};$$

$$f_{cm}^0 = (40,2+45,1+48,1)/3 = 44,5 \text{ МПа.}$$

4. Обчислюємо значення коефіцієнта підвищення міцності бетону при однократному заморожуванні за формулою (3.31):

$$K_i = 44,5/30,5 = 1,46.$$

5. Із табл. 3.13 для $\Pi_i = 7,8\%$ методом інтерполяції знаходимо: $M_{max} = 320$, $M_{min} = 223$, $K_{max} = 1,59$, $K_{min} = 1,11$ і з урахуванням $K_i = 1,46$ розраховуємо морозостійкість бетону, яка випробовується за формулою (3.32):

$$M_i = 223 + (320 - 223) \times (1,59 - 1,46) / (1,59 - 1,46) = 249 \text{ циклів}$$

Встановлюємо марку бетону за морозостійкістю F200 (найближче до M менше значення F з таблиці ДСТУ Б В.2.7-47-96).

Приклад 3.4. *Визначити ультразвуковим методом морозостійкість зразка бетону. Режими заморожування і відтавання зразка відповідають першому методу випробувань на морозостійкість за ДСТУ Б В.2.7 – 47-96.*

Ультразвукові вимірювання виконують з інтервалом 5 циклів заморожування і відтавання по 4 каналам (табл. 3.15) за вимогою першого базового методу визначення морозостійкості. Результати ультразвукових вимірювань в зразку приведені в табл. 3.16.

Таблиця 3.16

Результати ультразвукових вимірювань

Число циклів заморожування і відтавання N	N- N _m	Час розповсюдження ультразвуку τ по каналам вимірювання, мкс				Сумарний час розповсюдження ультразвуку τ, мкс	τ-τ _m , мкс
		1	2	3	4		
0	-	28,9	29,1	29,0	29,3	110,3	-
5	-	28,8	29,0	28,9	29,0	115,7	-
10	-	28,8	28,9	28,8	29,0	115,5	-
15	-	28,7	28,9	28,8	29,1	115,5	-
20	5	28,8	29,0	29,0	29,0	115,9	0,4
25	10	28,9	29,0	29,0	29,2	116,1	0,8
30	15	28,9	29,0	29,1	29,3	116,3	0,6
35	20	28,9	29,1	29,1	29,4	116,5	1,0

продовження табл. 3.16

Число циклів заморожування і відтавання N	N- N _m	Час розповсюдження ультразвуку τ по каналам вимірювання, мкс				Сумарний час розповсюдження ультразвуку τ, мкс	τ-τ _m , мкс
		1	2	3	4		
40	25	29,0	29,1	29,2	29,3	116,6	1,1
45	30	29,0	29,2	29,1	29,4	116,7	1,2
50	35	29,1	29,1	29,2	29,5	116,9	1,4
55	40	29,3	29,2	29,3	29,8	117,6	2,1
60	45	29,5	29,3	29,4	30,2	118,4	2,9
65	50	29,7	29,6	29,7	30,5	119,5	4,0

1. Сумарний час розповсюдження ультразвуку по каналах вимірювання, наприклад через 5 циклів (N=5):

$$\tau = 28,8 + 29,0 + 28,9 + 29,0 = 115,7 \text{ мкс.}$$

Найменше значення часу розповсюдження ультразвуку (τ_m = 115,5 мкс) зафіксовано після 10 і 15 циклів заморожування і відтавання (N_m = 15).

2. За результатами послідовних вимірювань обчислюємо значення (N - N_m) і (τ - τ_m) та будуємо графік в логарифмічних координатах (рис. 3.14). На побудованому графіку орієнтовно вибираємо точку, яка відповідає початку різкого збільшення часу розповсюдження ультразвуку. Для цієї точки N - N_m = 35, оскільки N_m = 15, критичне число циклів M = 35+15 = 50 циклів. При M = 50 очікувана марка бетону за морозостійкістю F50 (табл. 3.14). (Більш точна методика пошуку значення M передбачає побудову графіків лінійних залежностей точок, для яких N ≤ N_m і N ≥ N_m. Абсцису точки перелому знаходять як проекцію точки перетину побудованих прямих на вісь абсцис).

С.В. Шестоперов для експресної оцінки ступеня пошкодження матеріалів при поперемінному заморожуванні та відтаванні запропонував 5-бальну шкалу для розчинів та 10-бальну для бетонів (рис. 3.15). Якість бетону на 1-ій підготовчій стадії руйнування оцінюється від 10 балів, коли зразки не мають жодних змін, до 7 балів, коли починається луцення граней і ребер і утворюються лунки за наявності неморозостійких зерен наповнювачів.

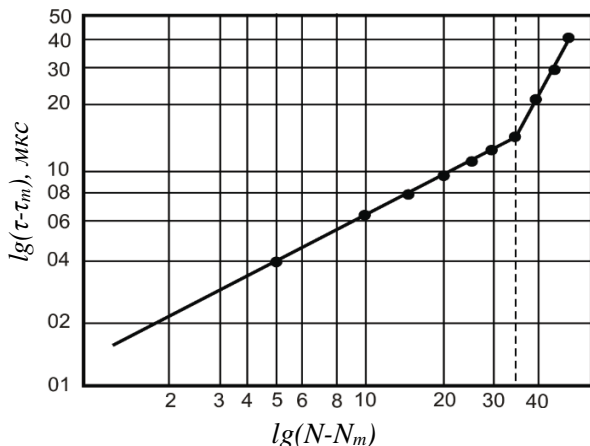


Рис. 3.14. Залежність $lg(\tau - \tau_m)$ від $lg(N - N_m)$

На другій завершальній стадії руйнування стан зразків у міру руйнування може бути охарактеризовано послідовно від 6 до 1 бала.

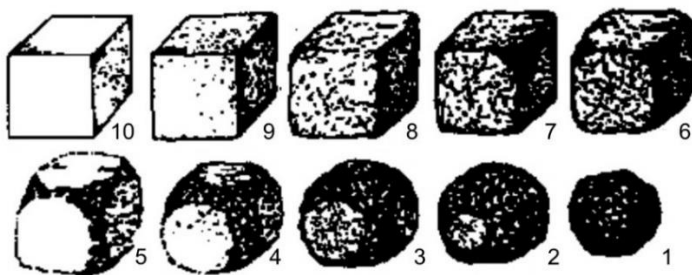


Рис. 3.15. Оцінка стану зразків при випробуванні на морозостійкість за десятибальною шкалою С.В. Шестоперова

Запропоновано також бальну оцінку стану зразків проводити за декількома критеріями в залежності від ступеня впливу їх на розвиток деструктивних процесів.

У багатьох випадках ефективною є спільна оцінка стану зразків за зовнішнім виглядом і, наприклад, результатами ультразвукового прозвучування.

4. ВОДОНЕПРОНИКНІСТЬ БЕТОНУ

Водонепроникність – здатність бетону не фільтрувати воду при певному тиску. Вона є різновидом більш загальної властивості бетону, а саме його проникності – здатності пропускати гази і рідини (флюїди) при визначеному перепаді тиску.

Механізм переносу газів і рідин через бетон залежить від розміру пор (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Механізм переносу газів і рідин через бетон

Флюїд	Механізм переносу	Коефіцієнт проникності $\frac{\text{см}^3 \cdot \text{см}}{\text{см}^2 \cdot \text{с} \cdot \text{ат}}$	Розмір радіусів максимальних пор, см
Гази	Молекулярна дифузія	$<10^{-5}$	$<10^{-5}$
	Молекулярний потік	$10^{-5} \dots 10^{-3}$	$10^{-5} \dots 10^{-4}$
	В'язкісний потік	$>10^{-3}$	$>10^{-4}$
Рідини	Молекулярна дифузія	$<10^{-7}$	$<10^{-5}$
	Капілярний потік	$10^{-7} \dots 10^{-4}$	$10^{-5} \dots 10^{-3}$
	В'язкісний потік	$>10^{-5} \dots 10^{-4}$	$>10^{-4} \dots 10^{-3}$

У бетоні є пори різного розміру, тому одночасно можуть діяти різні механізми переносу.

Структура порового простору бетону залежить від процесів, що відбуваються під час формування і твердіння бетону. При твердінні і експлуатації бетону в конструкціях структура порового простору, його проникність безперервно змінюються. Особливо істотний вплив на проникність має утворення наскрізних шляхів фільтрації в результаті седиментаційних процесів і розвитку мікротріщин.

4.1. Показники водонепроникності

Водонепроникність бетону призначають, виходячи з допустимих фільтраційних втрат через бетон і стійкості його до корозії. Фільтраційні втрати мають особливо істотне значення в гідротехнічних спорудах, наприклад для висотних напірних

гребель, облицювань каналів і т.д.

Можливе використання двох нормативних характеристик водонепроникності:

1. *Найбільшого тиску води* (МПа), що можуть витримати стандартні зразки з висотою і діаметром 150 мм без появи на їх відкритій стороні ознак просочування води.
2. *Коефіцієнта фільтрації бетону*, що характеризує кількість води, що проникає через одиницю перерізу за одиницю часу, при градієнті (відношенні напору (м. вод. ст.) до товщини конструкції в м.) рівному 1.

У залежності від першого показника розрізняють т.зв. *марки бетону за водонепроникністю*: W2, W4 і т.д. Марки бетону за водонепроникністю призначають у залежності від напірного градієнта:

Марка бетону за водонепроникністю	W2	W4	W6	W8	W10
Градієнт напору	до 5	5-10	10-15	15-20	20-30

Коефіцієнт фільтрації бетону в певному діапазоні скорельований з маркою за водонепроникністю. З прямими показниками водонепроникності бетону зв'язані опосередковано водопоглинання та водоцементне відношення (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Показники водонепроникності бетону

Умовні позначення	Прямі показники водонепроникності		Опосередковані показники водонепроникності	
	марка бетону за водонепроникністю	коефіцієнт фільтрації, см/с	водопоглинання, % за масою	водоцементне відношення В/Ц, не більше
Н – бетон нормальної проникності	W4	від $2 \cdot 10^{-9}$ до $7 \cdot 10^{-9}$	від 4,7 до 5,7	0,6
П – бетон пониженої проникності	W6	від $6 \cdot 10^{-10}$ до $2 \cdot 10^{-9}$	від 4,2 до 4,7	0,55

продовження табл. 4.2

Умовні позначення	Прямі показники водонепроникності		Опосередковані показники водонепроникності	
	марка бетону за водонепроникністю	коефіцієнт фільтрації, см/с	водопоглинання, % за масою	водоцементне відношення В/Ц, не більше
О – бетон особливо низької проникності	W8	від $1 \cdot 10^{-10}$ до $6 \cdot 10^{-10}$	до 4,2	0,45
	W10 – W12	від $5 \cdot 10^{-11}$ до $1 \cdot 10^{-10}$		0,35
	W16 – W20	менше $5 \cdot 10^{-11}$		0,3

В.В. Стольніков, скориставшись рівнянням Дарсі, розрахував коефіцієнт швидкості руху води в бетоні залежно від його марки за водонепроникністю (табл. 4.3).

Таблиця 4.3

Зв'язок між марками бетону за водонепроникністю і коефіцієнтом швидкості руху води в бетоні

Марки за водонепроникністю	Коефіцієнт швидкості руху води, см/с
W2	$2,6 \cdot 10^{-6}$
W4	$8 \cdot 10^{-7}$
W6	$4 \cdot 10^{-7}$
W8	$2 \cdot 10^{-7}$
W14	$7 \cdot 10^{-8}$

Як видно з табл. 4.3, при зміні марки бетону за водонепроникністю з W2 до W4 коефіцієнт швидкості руху води зменшується на один порядок. Щоб зменшити цей коефіцієнт ще на один порядок треба мати вже марку W14.

Значно точнішим показником водонепроникності є коефіцієнт фільтрації K_f , що визначається з рівняння:

$$K_{\phi} = \eta \frac{Q_{\phi} S}{S \tau P}, \quad (4.1)$$

де Q_{ϕ} – кількість фільтрату;

S – площа поверхні зразка бетону;

τ – час фільтрації;

P – тиск води;

η – коефіцієнт, що враховує в'язкість води ($\eta = 1$ при $t = 20^{\circ}\text{C}$).

Коефіцієнт фільтрації води через бетон може бути використаний і для прогнозування проникності стосовно інших флюїдів (рис. 4.1). Відповідно до рівняння Пуазейля, що характеризує проникність пористого тіла в залежності від радіуса капіляра і в'язкості флюїду, справедливе відношення:

$$(K_{\phi}/K) = (\eta/\eta_v), \quad (4.2)$$

де K і η – коефіцієнти проникності та в'язкість флюїду, відмінного від води;

K_{ϕ} і η_v – коефіцієнти фільтрації і в'язкість води.

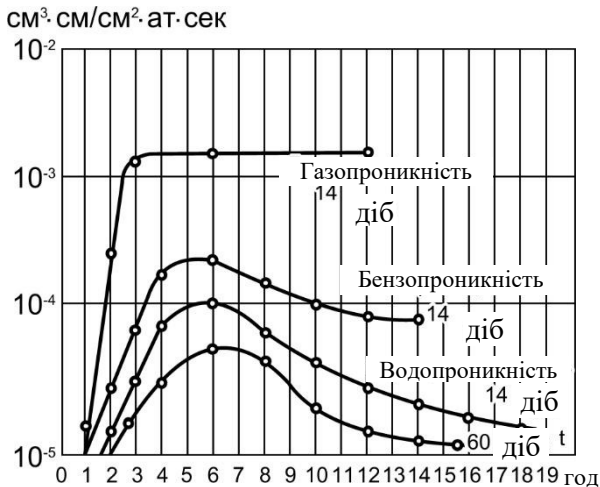


Рис. 4.1. Зміна коефіцієнта проникності цементного каменю с В/Ц = 0,4 в часі для різних флюїдів, перепад тиску – 1 атм

З умови (4.2) випливає, що коефіцієнт фільтрації повітря в 55,5 рази повинний бути більше K_f води. Однак, численні роботи показали, що при зростанні впливу на процес фільтрації капілярних сил, висновки, що випливають з рівняння Пуазейля, не підтверджуються. Експериментальні дані, наприклад, показали, що для цементного каменю з $V/C=0,4$ через 6 год випробування, коефіцієнт газопроникності вище коефіцієнта водопроникності приблизно в 16 разів, а коефіцієнт бензопроникності в 2 рази.

Для визначення коефіцієнта фільтрації в монолітних бетонних спорудах рекомендується використовувати його кореляційний зв'язок з питомим водопоглинанням q_6 . Перехідний коефіцієнт $c = K_f/q_6$, коливається в межах 0,001.

Для цементного каменю, розчину або бетону характерний змішаний механізм переносу, що визначається переважним розміром пор. Для більшості складів бетону рух води йде по капілярах з радіусом 10^{-3} см і менше, що обумовлює певну кореляцію між капілярною пористістю, V/C цементного каменю і коефіцієнтом фільтрації (рис. 4.2, 4.3). Висота підняття рідини в капілярах обернено пропорційна їх радіусу.

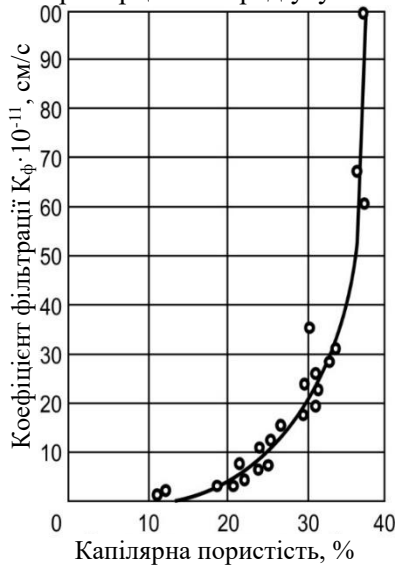


Рис. 4.2. Залежність між проникністю і капілярною пористістю цементного каменю

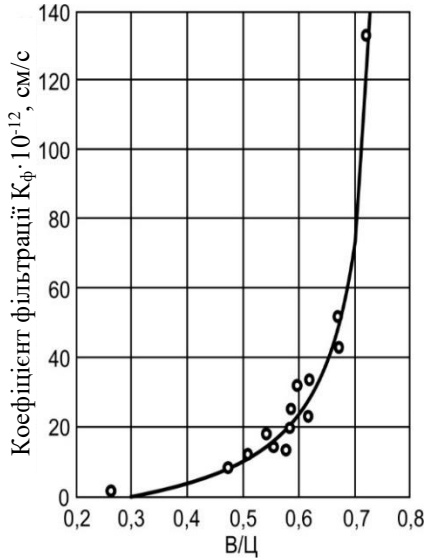


Рис. 4.3. Залежність між проникністю і водоцементним відношенням цементного каменю

Для цементного каменю запропоноване рівняння зв'язку коефіцієнта фільтрації з величинами гідралічного радіуса пор і пористості, що відображають головні особливості порової структури:

$$\lg K_{\phi} = 38,45 + 4,081 \lg (Pr_{\Pi}^2), \quad (4.3)$$

де r_{Π} – гідралічний радіус;

Π – пористість.

Практичне використання зазначеної залежності є складним, насамперед у зв'язку зі складністю розрахункового визначення *гідралічного радіуса*, під яким розуміють середній розмір капілярів, на кінцях яких спостерігається перепад тисків. Гідралічний радіус капілярів у цементному камені звичайно розраховують як відношення кількості води, що профільтрувалася, до площі поверхні, що змочується. Для експериментального визначення величини радіуса капілярів у бетоні необхідне знання максимального капілярного тиску P і

величини поверхневого натягу σ на границі рідина-газ. За В.В. Стольніковим r_n дорівнює:

$$r_n = \frac{4\sigma}{2,028 \cdot 10^6 P} \text{ (см)}. \quad (4.4)$$

Рівняння K_ϕ можна записати як степеневу функцію виду:

$$K_\phi = A(\Pi r_n^2)^m, \quad (4.5)$$

де A та m – емпіричні константи.

Одна з перших спроб зв'язати коефіцієнт фільтрації води в бетоні з його пористістю зроблена В.В. Стольніковим. Він запропонував наближену формулу:

$$K_\phi = K\Pi_{28}, \quad (4.6)$$

де Π_{28} – пористість у 28-добовому віці;

K – коефіцієнт швидкості руху води.

Розрахунки за цією формулою дозволяють визначити коефіцієнт фільтрації для кожної марки бетону за водонепроникністю в залежності від його загальної пористості.

Застосування цього рівняння справедливе для системи рідина-бетон, при радіусі пор $r_n=10^{-4}...10^{-3}$ см. За даними, що отримані із застосуванням ртутної порометрії, у цементному камені з $V/C=0,3$ об'єм пор менше 10^{-4} см складає 15%, а при $V/C=0,5$ – 25%. Відомо також що вміст пор менше 10^{-4} см у цементно-піщаному розчині при повітряно-вологому твердінні досягає більше 60%, а при твердінні у воді майже 90%.

Можна вважати експериментально доведеним, що водонепроникність бетону визначається не загальною, а наскрізною або *ефективною пористістю*. Під останньою розуміють відношення об'єму пор, що служать шляхами фільтрації, до об'єму зразка. На відміну від загальної і капілярної, ефективна пористість змінюється у великих межах у залежності від тривалості взаємодії зразків з водою. У табл. 4.4 наведені експериментальні дані Г.П. Вербецького по загальній і ефективній пористості зразків цементного каменю і розчину після зберігання у воді.

Таблиця 4.4

Загальна і ефективна пористість зразків цементного каменю і розчину після зберігання у воді

Матеріал	В/Ц	Тривалість зберігання зразків у воді, діб після 28 діб повітряно-вологого твердіння	Пористість індивідуальних зразків	
			загальна	ефективна
Цементний камінь	0,3	3	0,34	0,188
		30	0,327	0,001
		42	0,349	0
	0,5	3	0,442	0,321
		28	0,463	0,042
		40	0,45	0,033
Розчин складу 1:2	0,6	3	0,349	0,272
		30	0,332	0,018
		43	0,342	0,014

На величину ефективної пористості впливають багато процесів: набрякання гідратованих зерен цементу, кольматація пор продуктами вилуговування і дрібними зваженими у воді мінеральними частками та ін. На формування ефективної пористості здійснюють також вплив седиментаційні процеси в бетонній суміші.

М.Г. Елбакідзе і В.М. Насбергом отриманий ряд залежностей, що дозволяють враховувати ефективну пористість P_e (коефіцієнт водопоглинання) при визначенні коефіцієнта фільтрації бетону.

Для обчислення K_ϕ при випробуванні зразків запропонована емпірична формула:

$$K_\phi = \frac{78,2 \cdot 10^{-7} P_e}{(1 + n + 0,2h_k)n}, \quad (4.7)$$

де P_e – ефективна пористість;

n – кількість ступенів напору води;

h_k – напір капілярного всмоктування.

До даного часу, з огляду на складність процесів, що формують величину P_e , не розроблений розрахунковий метод її визначення. Тому формули типу (4.7) можуть бути використані для прогнозування K_f після експериментального визначення P_e .

4.2. Експериментальне визначення водонепроникності бетону

Для визначення водонепроникності бетону стандартним методом (методом "микрої плями") виготовляють або вибурують із конструкцій чи елементів споруд зразки-циліндри з діаметром 150 мм. При виготовленні зразків із бетонної суміші видаляють зерна заповнювача розміром більше 40 мм. Висоту контрольних зразків бетону призначають залежно від розмірів фракції заповнювача. При найбільшому розмірі зерен заповнювача до 5 мм включно найменша висота зразка 30 мм, від 5 до 10 мм – 50 мм, від 10 до 20 мм – 100 мм, до 40 мм – 150 мм. Виготовлені зразки зберігають у камері нормального тверднення і перед випробуванням витримують у приміщенні лабораторії протягом доби.

Для проведення випробувань застосовують установку будь якої конструкції, що має не менше шести гнізд для кріплення зразків, яка забезпечує можливість подавання води до нижньої торцевої поверхні зразків при зростаючому тиску, а також можливість спостереження за станом верхньої торцевої поверхні зразків (рис. 4.4).

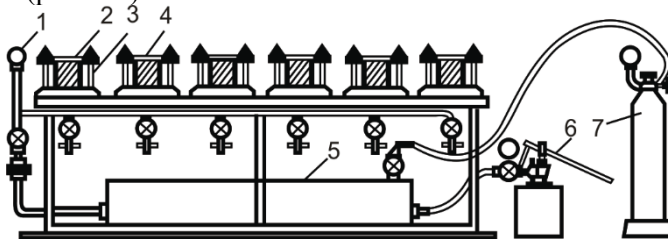


Рис. 4.4. Установка для випробування бетону на водонепроникність:
1 – манометр; 2 – зажимні фланці; 3 – обійма; 4 – бетонний зразок;
5 – конденсатор тиску; 6 – водяний насос; 7 – балон зі стиснутим газом

Бокову поверхню зразків в обоймах ущільнюють за допомогою гумових і металевих кілець, або спеціальних мастик (рис. 4.5).

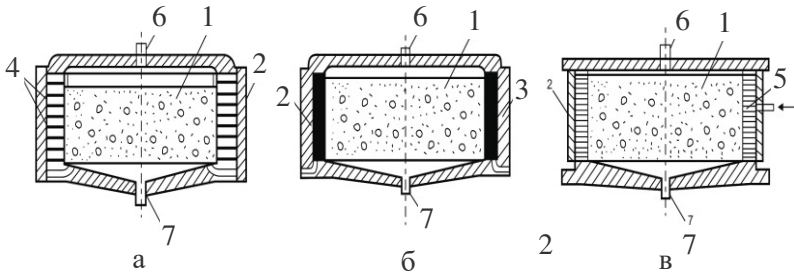


Рис. 4.5. Способи ущільнення бокової поверхні зразків при випробуванні водонепроникності бетону: а – ущільнення гумовими і металевими кільцями; б – ущільнення мастиками; в – ущільнення гумовою порожнистою камерою:

1 – зразок бетону; 2 – випробувальна обойма; 3 – мастика;
4 – набір гумових і металевих кілець; 5 – гумова порожниста камера;
6 – знімна кришка для подачі води; 7 – знімна кришка з патрубком для збору фільтрату

Тиск води подають ступенями по 0,2 МПа протягом 1...5 хв і витримують на кожній ступені залежно від висоти зразка:

висота зразка, мм	150	100	50	30
час витримування, год	16	12	8	4

Випробування проводять доти, поки на верхній торцевій поверхні зразка з'являться ознаки фільтрації води у вигляді крапель або мокрої плями.

Застосовують також прискорений *метод визначення водонепроникності бетону за його повітропроникністю*. Для проведення випробувань використовують прилади типу "Агама – 2РМ" (рис. 4.6), які можуть створювати вакуумметричний тиск у середині камери не менше 0,064 МПа і забезпечувати початковий

тиск фланця камери до поверхні бетону не менше 0,05 МПа. Залежно від необхідного тиску проникненню повітря встановлюється значення опору матеріалу і марку за водонепроникністю (табл. 4.5).



Рис. 4.6. Прилад "Агама – 2PM"

Таблиця 4.5

Зв'язок опору бетону проникненню повітря з маркою бетону за водонепроникністю

Параметр повітропроникності бетону a_c , $\text{см}^2/\text{с}$	Опір бетону проникненню повітря m_c , $\text{с}/\text{см}^3$	Марка бетону за водонепроникністю
0,325-0,224	3,1-4,5	W2
0,223-0,154	4,6-6,5	W4
0,153-0,106	6,6-9,4	W6
0,105-0,0728	9,5-13,7	W8
0,0727-0,0510	13,8-19,6	W10
0,0509-0,0345	19,7-29	W12
0,0344-0,0238	29,1-42,0	W14
0,0237-0,0164	42,1-60,9	W16
0,0163-0,0113	61-88,5	W18
0,0112-0,0077	88,6-130,2	W20

Схема пристрою для визначення повітропроникності поверхневих шарів бетону приведена на рис. 4.7.

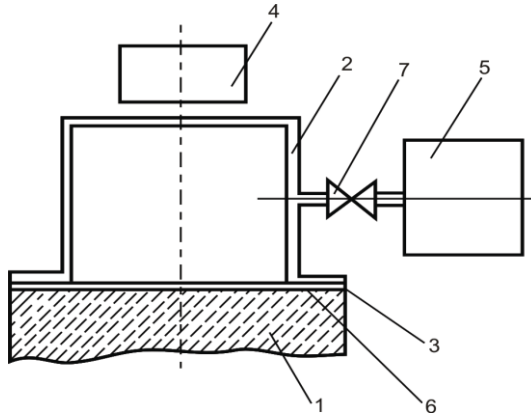


Рис. 4.7. Схема пристрою для визначення повітропроникності поверхневих шарів бетону:

- 1 – бетонний зразок; 2 – камера пристрою; 3 – фланець камери;
 4 – вакуумметричний датчик; 5 – вакуум-насос;
 6 – герметизуюча мастика; 7 – вентиль

При застосуванні прискореного методу поряд зі зразками-циліндрами застосовують зразки-куби з ребром 150 мм.

Водонепроникність бетону визначають за даними табл. 4.5 або, у випадку неможливості використання цих даних, відповідно до експериментально встановлюваної градувальної залежності. Перевірку можливості використання даних табл. 4.5 проводять перед початком застосування прискореного методу і кожного разу при зміні виду і якості цементів, добавок і заповнювачів, що застосовуються. При перевірці паралельно на одному зі складів бетону, що контролюється, визначають опір бетону проникненню повітря і водонепроникність методом “мокрої плями”. Дані табл. 4.5 можна використовувати, якщо значення марки бетону за водонепроникністю W , отриманої методом “мокрої плями”, відрізняється від наведеної в табл. 4.5, не більше ніж на одну марку. Якщо ця вимога не виконується, то для визначення марки бетону за водонепроникністю використовують градувальну залежність $a_c - W$ або $m_c - W$ згідно з формулами:

$$W = b_0 + b_1 \lg a_c;$$

$$W = b_0 - b_1 \lg m_c,$$
(4.8)

де b_0, b_1 – коефіцієнти регресії, a_c і m_c – параметри за табл. 4.5.

Коефіцієнти b_0 і b_1 визначають за результатами випробувань трьох серій, що включають по 6 зразків кожна.

При виготовленні зразків однієї із серій рекомендується використовувати бетонну суміш із водоцементним відношенням від 0,40 до 0,42, а другої – від 0,52 до 0,54. Співвідношення між заповнювачами, цементом і добавками в цих бетонних сумішах повинні бути такими ж, що й у контрольному складі.

Коефіцієнти b_0 і b_1 визначають за формулами:

$$b_0 = \frac{\sum_1^3 W_i \times \sum_1^3 (\lg a_{ci})^2 - \sum_1^3 \lg a_{ci} \times \sum_1^3 W_i \times \lg a_{ci}}{3 \sum_1^3 (\lg a_{ci})^2 - \sum_1^3 (\lg a_{ci})^2};$$

$$b_1 = \frac{3 \sum_1^3 W_i \times \lg a_{ci} - \sum_1^3 \lg a_{ci} \times \sum_1^3 W_i}{3 \sum_1^3 (\lg a_{ci})^2 - \sum_1^3 (\lg a_{ci})^2},$$
(4.9)

де a_{ci} – значення a_c для окремих серій зразків;

W_i – значення марки бетону за водонепроникністю для окремих серій бетону.

Перед проведенням випробувань пристрій перевіряють на герметичність. Герметизуючу мастику укладають на фланець камери, який установлюють на нижню (за умовами формування) поверхню зразка і у порожнині камери створюють розрідження не менше 0,064 МПа.

Відповідно до Європейських норм EN 12390-8 водонепроникність характеризують глибиною проникнення води під тиском. Зразки, що тверднули у воді не менше 28 діб, розташовують у випробувальному пристрої і створюють тиск води (500±50) кПа тривалістю (72±2) год. Потім зразки розколюються і після підсихання їх поверхні замірюється

максимальна відстань фронту води від нижньої поверхні зразків у мм.

Для вимірювань об'єму води, що фільтрується крізь бетон під тиском за певний проміжок часу визначають коефіцієнт фільтрації бетону K_f , см/с.

З цією метою застосовують пристрій із максимальним випробувальним тиском не менше 1,3 МПа, схема якого наведена на рис. 4.8. Тиск води піднімають ступенями по 0,2 МПа з витримкою протягом 1 год на кожному ступені до тиску, при якому з'являються ознаки фільтрації у вигляді окремих крапель. Воду (фільтрат), що пройшла через зразок збирають у прийомну посудину.

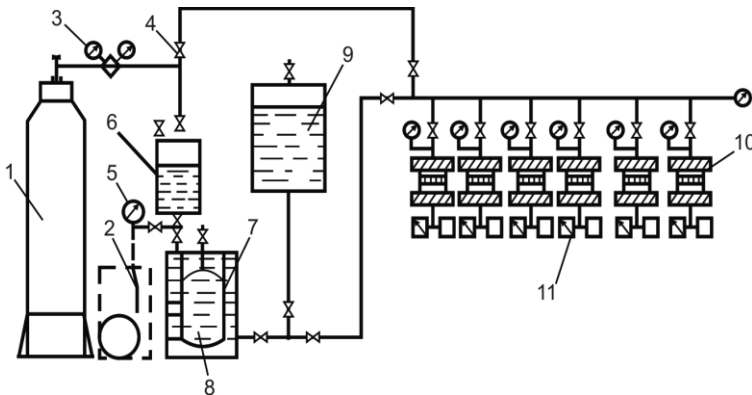


Рис. 4.8. Схема установки для визначення коефіцієнта фільтрації:
1 – балон з газом; 2 – насос; 3 – редуктор; 4 – вентиль; 5 – манометр;
6 – передавач тиску; 7 – посудина з водою; 8 – еластична посудина з дезаерованою водою; 9 – запасна посудина з дезаерованою водою;
10 – гніздо для зразка; 11 – вимірювач ваги фільтрату

Визначення маси фільтрату роблять через кожні 30 хв і не менше шести разів на кожному зразку. За відсутності фільтрату у вигляді крапель протягом 96 год кількість вологи, що проходить через зразок, вимірюють шляхом поглинання її силікагелем або іншим сорбентом. Вагу фільтрату окремого зразка Q приймають як середнє арифметичне значення чотирьох найбільших значень.

Коефіцієнт фільтрації K_ϕ , см/с, окремого зразка визначають за формулою:

$$K_\phi = \frac{\eta \cdot Q \cdot \delta}{S \cdot \tau \cdot p}, \quad (4.10)$$

де Q – вага фільтрату, Н;

δ – товщина зразка, см;

S – площа зразка, см²;

τ – час випробування зразка, протягом якого вимірюють масу фільтрату, с;

p – надлишковий тиск в установці, МПа;

η – коефіцієнт, що враховує в'язкість води при даній температурі:

Температура води, °С	15	20	25
Коефіцієнт η	1,13	1,0	0,89

При випробуванні бетонних зразків менше 150 мм, вибурених із конструкцій, коефіцієнт фільтрації, отриманий за формулою (4.10) множать на поправочний коефіцієнт K_n :

Діаметр зразка, мм	150	130	120	100	80	50
Поправочний коефіцієнт	1,0	1,1	1,4	1,8	2,8	5,5

При визначенні коефіцієнта фільтрації серії зразків їх розташовують у порядку збільшення K_ϕ і приймають середнє арифметичне значення K_ϕ двох середніх зразків.

Коефіцієнт фільтрації бетону допускається визначати прискореним методом за допомогою фільтратометру (рис. 4.9) за ДСТУ БВ.2.7 – 170:2008.

Фільтратометр встановлюють на нижню поверхню зразка і обертанням ручки насоса піднімають тиск в камері приладу до 10 МПа з оцінюванням швидкості його падіння. За числом обертів визначають масу води, яка поглинена бетоном із розрахунку, що один повний оберт ручки насоса дорівнює $9,63 \cdot 10^{-3}$ Н.

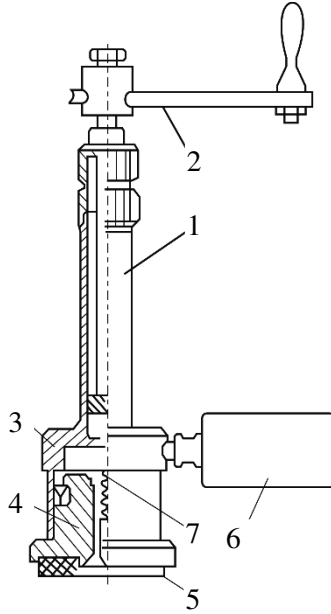


Рис. 4.9. Фільтратометр ФМ-3:

- 1 – гідралічний насос; 2 – ручка насоса; 3 – робочий циліндр;
 4 – робочий поршень; 5 – ущільнювальна шайба; 6 – манометр;
 7 – клапан

Значення коефіцієнта фільтрації порівнюють із маркою бетону за водонепроникністю відповідно до табл. 4.6.

Таблиця 4.6

Зв'язок між K_f і маркою бетону за водонепроникністю

Коефіцієнт фільтрації K_f , см/с	Марка бетону за водонепроникністю ("мокра пляма")
Від $7 \cdot 10^{-9}$ до $2 \cdot 10^{-8}$ включно	W2
Понад $2 \cdot 10^{-9}$ до $7 \cdot 10^{-9}$ включно	W4
–"– $6 \cdot 10^{-10}$ до $2 \cdot 10^{-9}$	W6
–"– $1 \cdot 10^{-10}$ до $6 \cdot 10^{-10}$	W8
–"– $6 \cdot 10^{-11}$ до $1 \cdot 10^{-10}$	W10
–"– $6 \cdot 10^{-11}$ і менше	W12

Приклад 4.1. Встановити градувальну залежність для визначення водонепроникності бетону прискореним методом за його повітропроникністю.

Результати випробувань приведені в табл. 4.7.

Таблиця 4.7

Результати випробувань водонепроникності бетону

Номер серії зразків	Параметр повітропроникності бетону a_{c_i} , см ² /с	W_i	$lg a_{c_i}$	W_i $lg a_{c_i}$	$(lg a_{c_i})^2$
1	0,106	2	-0,975	-1,95	0,95
2	0,048	8	-1,319	-10,55	1,74
3	0,0046	22	-2,337	-51,41	5,46
Σ	0,1586	32	-4,631	-63,91	8,15

Коефіцієнти рівняння регресії виду (4.8) розраховуємо за формулами (4.9):

$$b_0 = \frac{32 \cdot 8,15 - 4,631 \cdot 63,91}{3 \cdot 8 \cdot 15 - (-4631)^2} = -11,67;$$

$$b_1 = \frac{3 \cdot (-63,91) + 4,631 \cdot 32}{3 \cdot 8,15 - (-4,631)^2} = -14,47.$$

Градувальна залежність має вид:

$$W = -11,67 - 14,47 \cdot lg a_c.$$

4.3. Розрахункове прогнозування показників водонепроникності. Вплив технологічних факторів

Експериментально обґрунтований зв'язок між коефіцієнтом фільтрації бетону і його міцністю при стиску (рис. 4.10) дозволив запропонувати методику визначення K_f за його міцністю. Експериментальні дані добре апроксимуються степеневою залежністю типу:

$$K_{\phi} = K_w R_{cm}^m, \quad (4.11)$$

де K_w і m – коефіцієнти, на величину яких впливають особливості складів бетонних сумішей, умови і тривалість твердіння і т.д.

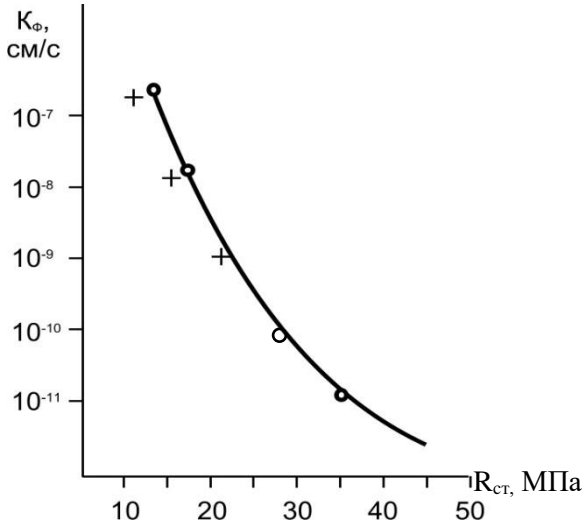


Рис. 4.10. Залежність коефіцієнта фільтрації бетону від міцності при стиску ("+" – дані М.Г.Елбакідзе, "o" – наші дані)

З огляду на велике розмаїття факторів, що впливають на водонепроникність бетону, коефіцієнти K_w і m у формулі (4.11) при вирішенні завдань прогнозування водонепроникності і проектування складів бетону необхідно уточнювати експериментально.

В.П. Сізовим запропоновано прогнозувати водонепроникність (W) бетону за формулою:

$$W = A(R_{ц}/100)(Ц/В - 0,5). \quad (4.12)$$

Коефіцієнт A для еталонного складу пропонується приймати рівним 1, а для інших складів уточнювати за

спеціальною номограмою, що враховує вплив В/Ц, витрату води, активних і інертних добавок, об'єм повітряних пор (рис. 4.11). Спирним є негативний вплив мінеральних добавок на водонепроникність, що впливає з номограми (рис. 4.11). Багато дослідників стверджують зворотне.

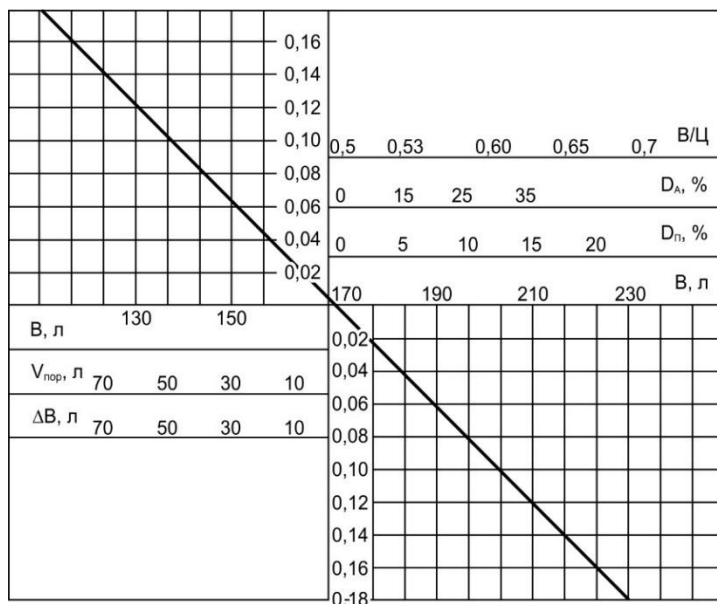


Рис. 4.11. Номограма для уточнення А в формулі (4.10):

D_A – активні мінеральні добавки (типу трепелу, діатоміту, основного гранульованого шлаку); D_I – інші малоактивні та інертні добавки (типу молотого вапняку, піску)

У деяких випадках на практиці необхідно оцінити зміну коефіцієнта фільтрації бетону при тривалій дії напору води, тобто з урахуванням самоущільнення бетону. Самоущільнення бетону в натурних умовах відзначено багатьма авторами. Так, дані про водонепроникність бетону, визначені на кернах, вибурених у різний час з італійських гребель, свідчать про зниження коефіцієнта фільтрації бетону за період від 90 днів до 27 років на 3 порядки.

Коефіцієнт фільтрації бетону в часі при $\tau > 1$ діб описується експонентною функцією:

$$K_{\phi(\tau)} = K_{\phi 0} e^{-(\tau/T)^b}, \quad (4.13)$$

де $K_{\phi(\tau)}$ – коефіцієнт фільтрації бетону через τ діб фільтрації води, м/с;

$K_{\phi 0}$ – початковий коефіцієнт фільтрації, визначений у першу добу просочування води через бетон, м/с;

b, T – емпіричні параметри функції самоущільнення, що залежать від складу бетону, гідрокарбонатної лужності води і градієнта напору (табл. 4.8).

Таблиця 4.8

Умови фільтрації і значення параметрів функції самоущільнення бетону деяких складів

Склад бетону		Умови фільтрації			Параметри самоущільнення		
Ц:П:Щ	Ц, кг/м ³	В/Ц	гідрокарбонатна лужність води	градієнт напору	$K_{\phi 0}$, м/с	b	T
1:2.4:3.6	325	0,51	3,2	320	2,45	0,27	0,316
			0,8	86	1,92	0,24	1,55
1:2.5:5.7	245	0,65	3,2	213	7,2	0,35	1,2
			3,2	57	11,1	0,34	2,14
			0,8	57	12,9	0,27	2,63
			0,06	213	9,4	0,29	5,13
			0,06	57	10,5	0,27	6,76
1:2.9:6.1	222	0,74	3,2	213	31,2	0,34	1,47
			3,2	57	33,7	0,32	2,51
			0,8	57	39,2	0,32	5,01
			0,06	213	27,1	0,32	8,9
			0,06	57	30,4	0,3	10,7

Найвні експериментальні дані вказують на можливість значного підвищення водонепроникності бетону в пізній термін твердіння (рис. 4.12). Воно може виявитися значно вище ніж відносний приріст міцності бетону. Для досягнення значного і стійкого підвищення водонепроникності бетону в часі необхідне забезпечення достатньої вологості бетону при твердінні.

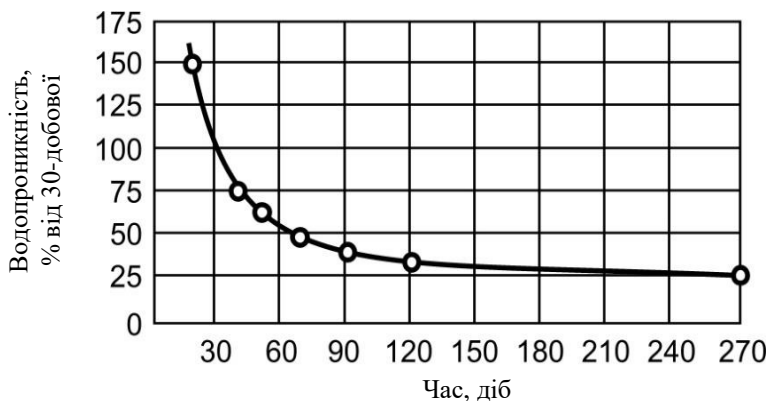


Рис. 4.12. Зміна водопроникності бетону в залежності від часу твердіння у вологих умовах

Для проектування складів водонепроникних бетонів можуть бути використані регресійні залежності, що зв'язують показники водонепроникності як з технологічними факторами, так і з іншими показниками властивостей бетону. Деякі з таких залежностей, що отримані в наших роботах, наведені в табл. 4.9.

Нормування коефіцієнта фільтрації можливо при відомому значенні допустимих фільтраційних втрат. На рис. 4.13 наведена розрахована номограма, що може бути використана при розрахунку бетонних облицювань каналів, котра зв'язує напір, втрати води, товщину облицювання з коефіцієнтом фільтрації. Наприклад, для облицювання каналу товщиною 0,1 м, при напорі $H=2$ м і фільтраційних втратах $Q_{\phi} = 0,004$ л/(діб.м) необхідний бетон з коефіцієнтом фільтрації $K_{\phi} = 3 \cdot 10^{-10}$ см/с. Такому коефіцієнту фільтрації відповідає бетон з маркою W4.

Таблиця 4.9

Рівняння регресії для водонепроникності бетону (W)

Вид бетону	Вихідний параметр	Рівняння регресії	Фактори
Бетон важкий з використанням портландцементу, кварцового піску і гранітного щебеню. Добавка СНП	Водонепроникність (W), МПа (W _{н.т} – нормальне твердіння; W _{пр} – пропарювання при 80°C)	$W_{н.т} = 0,92 + 0,04X_1 + 0,56X_2 + 0,02X_9 + 0,06X_6^2 + 0,25X_7^2 + 0,08X_2^2 + 0,03X_6^2 - 0,02X_7^2 + 0,02X_1X_2 - 0,02X_1X_5 + 0,04X_1X_6 + 0,14X_2X_7^1$ $W_{пр} = 0,57 + 0,07X_1 + 0,43X_2 + 0,03X_5 + 0,06X_6 + 0,05X_7 - 0,02X_1^2 + 0,08X_2^2 + 0,02X_9^2 + 0,07X_1X_2 + 0,03X_1X_2 - 0,04X_2X_9 + 0,03X_2X_5 + 0,06X_2X_6 - 0,02X_9X_6 + 0,02X_6X_7$	$X_1 = \frac{Y - 1}{1}$ $X_2 = \frac{Ц / В - 2,1}{0,8}$ $X_5 = \frac{НГ - 27,2}{2,6}$ $X_6 = \frac{R_u - 43,2}{8,7}$ $X_7 = \frac{\lg \tau_n - 1,85}{0,40}$ $X_7 = \frac{\tau_{m.o} - 14}{4}$ $X_9 = \frac{СНП - 0,06}{0,06}$

Примітки: У – умовний показник легкоукладальності бетонної суміші, що знаходиться по шкалі:

умовний показник 0 0,6 1 1,4 1,8 2

осадка конуса, см

жорсткість, с 40 с 2 см 5 см 8 см 11 см 13 см

Ц/В – цементно-водне співвідношення; НГ – нормальна густина цементу, %; R_ц – активність цементу, МПа; τ_{н.т} і τ_{м.о} – тривалість нормального твердіння (дів) і теплової обробки (год); СНП – добавка СНП у кг/м³.

На водонепроникність бетону впливає комплекс технологічних факторів. Вона збільшується зі зменшенням нормальної густоти і підвищенням тонкості помелу цементу. З позиції забезпечення підвищеної водонепроникності краще застосування в бетоні шлакопортландцементу і пуцоланових цементів. Поряд з вибором виду цементу для забезпечення високої водонепроникності бетону важливо застосовувати суміш заповнювачів з мінімальною пустотністю та забезпечувати вкладання бетонної суміші з максимально можливим коефіцієнтом ущільнення.

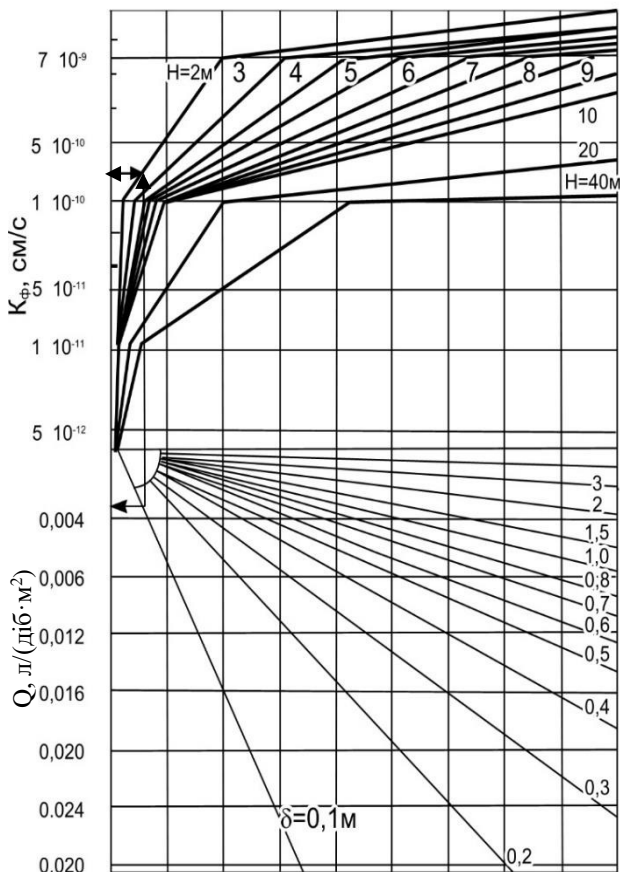


Рис. 4.13. Номограма для розрахунку водонепроникності бетонних облицювань. Вище осі абсцис – криві напорів H , нижче – товщина облицювання; K_f – коефіцієнт фільтрації; Q – фільтраційна витрата води через бетон облицювання

Ефективним способом зниження проникності бетону є введення як органічних, так і неорганічних добавок у бетонну суміш.

З органічних добавок застосовують поверхнево-активні речовини (ПАР) і полімерні добавки. При зниженні загальної

проникності бетону і підвищенні водонепроникності ПАР використовують для зниження В/Ц, підвищення щільності і зменшення середнього радіуса капілярів. Крім того, більшість ПАР сприяє втягненню повітря в бетонну суміш, що сприяє утворенню умовно-замкнутої капілярно-пористої структури і зниженню проникності. Позитивно позначається на підвищенні водонепроникності гідрофобізація капілярів, що досягається при застосуванні гідрофобізуючих ПАР.

Полімерні добавки можуть вводитися в бетонну суміш у вигляді окремих смол, мономерів або сополімерів з каталізаторами, емульсій і латексів. Вони кольматують капілярні пори бетону, утворюючи в бетоні в залежності від виду добавки термореактивні і термопластичні полімери, еластomers.

Неорганічні добавки для зниження проникності представлені різними солями, бентонітовими і іншими глинами, активними мінеральними добавками. Ці добавки активно впливають на розвиток питомої поверхні твердої фази цементного каменю і розміри кристалів новоутворень, структуру порового простору, його кольматацію в процесі твердіння. Підвищений ефект досягається при введенні різних комбінованих добавок, що включають поряд з неорганічними речовинами добавки ПАР, полімерів тощо.

Після виготовлення виробів і конструкцій з бетону зниження його проникності може досягатися обробкою поверхні бетону гідрофобізаторами і речовинами, що хімічно реагують з мінералами цементного каменю з утворенням нерозчинних сполук; кольматацією порового простору; покриттям поверхні бетону захисними матеріалами.

Приклад 4.2. Визначити за середнім відносним відхиленням розрахункових даних від експериментальних точність прогнозування водонепроникності бетону за допомогою експериментально-статистичної моделі.

Для пропареного бетону за режимом 2+3+6+2 при температурі 80° С після реалізації експериментального плану N_{as} та статистичної обробки отриманих результатів була отримана експериментально-статистична модель водонепроникності бетону (W), МПа:

$$\begin{aligned}
 W = & 0,53 - 0,15X_1 + 0,07X_2 + 0,02X_1^2 - 0,04X_2^2 - \\
 & - 0,08X_3^2 - 0,03X_4 - 0,03X_1X_4 - 0,07X_2X_4 + \\
 & + 0,03X_4X_3 + 0,03X_2X_3 + 0,05X_3X_5
 \end{aligned} \quad (4.14)$$

Зв'язок між натуральними та кодованими (X) значеннями факторів в моделі можна знайти за формулами:

$$\begin{aligned}
 X_1 = & (B/C - 0,6) / 0,1; \quad X_2 = (r_{щ} - 0,53) / 0,08; \quad X_3 = (r_3 - 0,2) / 0,1; \\
 X_4 = & (B - 190) / 10; \quad X_5 = (M_k - 2,4) / 1,0,
 \end{aligned}$$

де B/C – водоцементне відношення;

$r_{щ}$ – частка щебеню в суміші піску, золи та щебеню;

r_3 – частка золи в суміші золи та піску;

B – водопотреба бетонної суміші, л/м³;

M_k – модуль крупності піску.

Розрахункові та експериментальні значення водонепроникності наведені в табл. 4.10.

Таблиця 4.10

Розрахункові та експериментальні значення водонепроникності бетону

№ з/п	Фактори					Водонепроникність, МПа		$\frac{W_p - W_e}{W_e} \cdot 100, \%$
	$\frac{X_1}{B/C}$	$\frac{X_2}{r_{щ}}$	$\frac{X_3}{r_3}$	$\frac{X_4}{B}$	$\frac{X_5}{M_k}$	розрах.	експер.	
1	$\frac{-1}{0,5}$	$\frac{-1}{0,45}$	$\frac{-1}{0,1}$	$\frac{-1}{180}$	$\frac{-1}{1,4}$	0,55	0,61	9,8
2	$\frac{-0,5}{0,55}$	$\frac{-0,5}{0,49}$	$\frac{-0,5}{0,15}$	$\frac{-0,5}{185}$	$\frac{-0,5}{1,9}$	0,52	0,54	3,7
3	$\frac{0}{0,6}$	$\frac{0}{0,53}$	$\frac{0}{0,2}$	$\frac{0}{190}$	$\frac{0}{2,4}$	0,53	0,48	10,4
4	$\frac{+0,5}{0,65}$	$\frac{+0,5}{0,57}$	$\frac{+0,5}{0,25}$	$\frac{+0,5}{195}$	$\frac{+0,5}{2,9}$	0,48	0,41	17,1
5	$\frac{+1}{0,7}$	$\frac{+1}{0,61}$	$\frac{+1}{0,3}$	$\frac{+1}{200}$	$\frac{+1}{3,4}$	0,33	0,28	17,8

Середнє відхилення отриманих експериментальних значень водонепроникності від розрахункових складає 11,76%.

5. КОРОЗІЙНА СТІЙКІСТЬ БЕТОНУ

Ступінь агресивного впливу зовнішнього середовища визначається його хімічним складом і комплексом факторів, що характеризують умови контакту середовища і бетону.

Основна складова бетону – цементний камінь – складається з хімічних сполук, що мають лужний характер, тому найбільш інтенсивна корозія бетону характерна при впливі на нього середовища, котре містить водні розчини кислот. Агресивними стосовно бетону можуть бути також солі і інші речовини як неорганічного так і органічного походження.

За типом хімічної взаємодії реакції корозії можна згрупувати в обмінні процеси і реакції, пов'язані з утворенням малорозчинних солей, що добре кристалізуються. З фізичних факторів, що впливають на бетон можна виділити температурні впливи. На тепловий обмін між середовищем і бетоном у значній мірі впливають процеси масообміну, а також фазові перетворення, що відбуваються в бетоні. При порушенні термовологісної рівноваги між середовищем і бетоном у залежності від величини перепаду температур і вологості в ньому виникають внутрішні напруження. З фізико-хімічних факторів, що викликають корозію, найбільш істотними є вилуговування, а також осмотичні і контракційні явища.

5.1. Агресивні середовища

Середовище, у якому експлуатується матеріал, з позиції його агресивності прийнято класифікувати на неагресивне (Н), слабо – (Сл), середньо – (Ср) і сильноагресивне (Си) (табл. 5.1).

Газоповітряні агресивні середовища характеризуються розчинністю газів у воді, температурою і вологістю. В залежності від концентрації основних агресивних газів їх поділяють на 4 групи – А, В, С и D (табл. 5.2).

Ступінь агресивного впливу газів залежить від відносної вологості середовища (рис. 5.1), що поділяють на три групи: суха (вологість до 60%), нормальна (61...75%) і волога (вище 75%). Швидкість протікання корозійних процесів будівельних

конструкцій пропорційна інтенсивності агресивних впливів газових середовищ. Проникнення газу в бетон невисокої щільності за рік може досягати 10 см, а в щільний бетон – тільки до 2 см.

Таблиця 5.1

Ступінь впливу агресивного середовища на бетон протягом 1 року

Показники корозії	Ступінь агресивності середовища			
	Н	Сл	Ср	Си
Зниження міцності, %	немає	менше 5	5...20	більш 20
Зовнішні ознаки	–	Слабке поверхневе руйнування	Ушкодження кутів або волосяні тріщини	Яскраво виражене руйнування (розтріскування)

Таблиця 5.2

Класифікація газоповітряних середовищ за групами агресивності

Газ	Нормативна концентрація газу, мг/м ³ у середовищі групи			
	А	В	С	Д
Діоксид вуглецю	До 2000	Більше 2000	–	-
Сірчистий ангідрид	До 0,5	Більше 0,5 до 10	Більше 10 до 200	Більше 200
Фтористий водень	До 0,05	Більше 0,05 до 5	Більше 5 до 10	Більше 10
Сірководень	До 0,01	Більше 0,01 до 5	Більше 5 до 100	Більше 100
Оксид азоту	До 0,1	Більше 0,1 до 5	Більше 5 до 25	Більше 25
Хлор	До 0,1	Більше 0,1 до 1	Більше 1 до 5	Більше 5
Хлористий водень	До 0,05	Більше 0,05 до 5	Більше 5 до 10	Більше 10

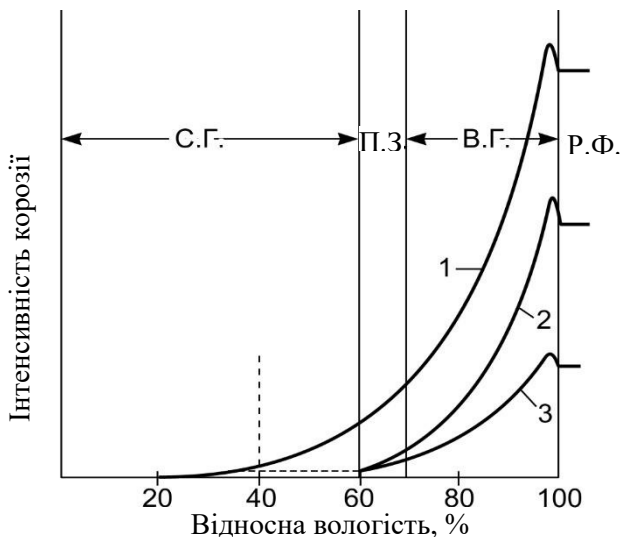


Рис. 5.1. Підвищення агресивності газів зі збільшенням їх вологості:

С.Г. – зона сухих газів – агресивність зовсім слабка; П.З. – поріг зволоження, звичайно 60...70%: при наявності гігроскопічного пилу може зміщуватись до 50 і навіть 40%; В.Г. – зона вологих газів: агресивність швидко зростає зі збільшенням вологості і залежить від природи газів; 1, 2, 3 – групи агресивності; Р.Ф. – рідка фаза

Агресивні для бетону газовиділення характерні для підприємств металургійної, нафтохімічної, коксохімічної і інших галузей промисловості. Агресивні гази є, як правило, кислими або кислотоутворюючими. Утворення з них кислот відбувається при наявності на поверхні конструкції або в повітрі краплинно-рідкої вологи.

При вологості до 60% кислі гази практично не руйнують бетон, а в ряді випадків навіть ущільнюють його. Таку дію здійснюють, наприклад, гази, що містять вуглекислий газ (карбонізація), чотирифтористий кремній.

Тверді середовища у вигляді порошоків, аерозолей, пилу можуть здійснювати помітну, а іноді значну агресивну дію на бетон при високій розчинності (більше 2 г/л) і гігроскопічності.

Пил різних матеріалів, осідаючи на конструкції, адсорбує

пари і вологу, що додають йому агресивні властивості. В залежності від складу пилу у вологому середовищі утворюється кислий чи лужний розчин, що може бути більш агресивним, ніж розчин, отриманий при конденсації у вологому середовищі агресивних парів і газів.

Рідкими агресивними середовищами для бетону можуть бути природні поверхневі і ґрунтові води, промислові і господарсько-побутові стічні води та інші рідкі продукти.

Для характеристики найбільш розповсюджених рідких середовищ, крім концентрації агресивних речовин враховуються температура, напір або швидкість руху на поверхні конструкцій. Ступінь агресивного впливу рідких середовищ (табл. 5.3) залежить від концентрації водневих іонів (рН), вмісту вільної вуглекислоти, магнезійних солей, їдких лугів, сульфатів. До рідких агресивних середовищ, крім водних розчинів солей, кислот і лугів, відносяться масла, нафтопродукти, розчинники. Нормативні показники, що характеризують ступінь агресивного впливу рідкого середовища на бетонні споруди, розрізняються в залежності від фільтруючої здатності ґрунтів.

Таблиця 5.3

Агресивний вплив деяких рідких середовищ на бетон

Середовище	Ступінь агресивного впливу		
	слабка	середня	сильна
Розчини кислот, рН	>4	4...1	<1
Розчини їдких лугів, %	5...8	8...15	>15
Розчини амонійних солей, %	0,05...0,1	0,1...0,5	>0,5
Розчини сульфатів натрію, магнію й ін., %	0,2...0,5	0,5...1	>1
Розчини інших солей, %	1...2	2...3	>3

При сильно- і середньофільтруючих ґрунтах (коефіцієнт фільтрації понад 0,1 м/діб) вони значно менші ніж при слабофільтруючих. Наприклад, для безнапірних споруд з бетону нормальної щільності вода-середовище створює сильну агресивну дію при рН до 5, якщо ґрунт має $K_{\phi} > 0,1$ м/діб і до 3, якщо $K_{\phi} < 0,1$ м/діб. Для напірних споруд незалежно від K_{ϕ} ґрунту

в цьому випадку рН води-середовища повинен бути до 5,5. Наявність поверхні, що випаровує, обумовлює прояви корозії при значно меншій концентрації агресивних речовин, ніж при її відсутності.

Агресивні властивості води визначає ступінь її мінералізації, жорсткості, а також кислотності або лужності. Звичайно води річок і озер мають слабо лужну реакцію. Загальний вміст солей у річкових водах, як правило, не перевищує 0,3...0,5 г/л. Ґрунтові і підземні природні води містять мінеральні солі і інші домішки. Їх агресивність стосовно цементних бетонів оцінюється нормами агресивності води-середовища. Зовсім чиста, немінералізована вода може бути також агресивною по відношенню до бетону, викликаючи вилугування $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Морська вода може містити до 35 мг/л солей, з них у середньому NaCl – 78%; MgCl_2 – 11%; MgSO_4 – 4,7%; CaSO – 3,6; K_2SO_4 – 2,5%.

Таблиця 5.4

Показники щільності бетону

Бетон	Марка за водонепроникністю	Водопоглинання, % по масі	Максимально допустиме В/Ц
Нормальної щільності (Н)	W4	4,7...5,7	0,6
Підвищеної щільності (П)	W6	4,2...4,7	0,55
Особливо щільний (О)	W8	До 4,2	0,45

Бетон характеризується певною адаптованістю до впливів зовнішнього середовища, тобто здатністю до сукупності внутрішніх реакцій і процесів, спрямованих на збереження його структурних характеристик у межах, що забезпечують заданий функціональний стан. Здатність до адаптації бетону обумовлена, в основному, наявністю в складі в'язучого непрогідратованих або т.зв. реліктових зерен, потенційно активних наповнювачів, що в умовах теплових і хімічних впливів здатні утворювати

гідрати, часто модифіковані компонентами зовнішнього середовища. Продукти корозії на перших етапах можуть приводити також до деякого збільшення щільності і міцності поверхневого шару конструкцій.

Корозійна стійкість бетону безпосередньо зв'язана з його щільністю, а остання з водонепроникністю (табл. 5.4).

5.2. Види корозії бетону

Види корозії бетону класифікують за назвою агресивних речовин (В.В. Кінд) і механізму агресивного впливу середовища (В.М. Москвін). В другому випадку класифікація є більш загальною.

По класифікації В.М. Москвіна до *корозії I виду* відносяться процеси, зв'язані з вилугуванням вапна (точніше $\text{Ca}(\text{OH})_2$) з бетону, внаслідок його більшої розчинності у воді порівняно з іншими гідратами. В даний час до корозії I виду відносять усі процеси, пов'язані з розчиненням у воді речовин, що входять у бетон.

Гідроксид кальцію – найбільш розчинний компонент цементного каменю. Його розчинність при 20°C складає 1,18 г/л у розрахунку на CaO . Наявність у воді однойменних іонів Ca^{2+} і OH^- зменшує, а інших – SO_4^{2-} , Cl^- , Na^+ підвищує розчинність $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Гідроксид кальцію не тільки сам бере участь у синтезі міцності цементного каменю, він є регулятором стабільності інших продуктів гідратації цементу. В міру зменшення концентрації $\text{Ca}(\text{OH})_2$ знижується основність гідратів, що піддаються гідролізу і розкладанню у воді. Так, гідросилікат $3\text{CaO}\cdot 2\text{SiO}_2\cdot n\text{H}_2\text{O}$ стійкий у водному розчині, що містить не менше 1,1 м $\text{CaO}/\text{л}$, а $\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2\cdot m\text{H}_2\text{O}$ – 0,05 м $\text{CaO}/\text{л}$. При втраті приблизно 10% CaO зниження міцності цементного каменю досягає 10%, 20% – 25%, а 33% – настає його повне руйнування (рис. 5.2).

Орієнтовно, по В.М. Москвіну, можна вважати, що кількість $\text{Ca}(\text{OH})_2$ у $\text{г}/\text{см}^3$ (q_B), що видаляється з одиниці об'єму бетону, можна прогнозувати за допомогою рівняння:

$$q_6 = KЦ\alpha_6, \quad (5.1)$$

де Ц – вміст цементу кг/л;

α_6 – вміст СаО в цементі (для портландцементу в середньому

$\alpha_6 = 0,65$);

К – коефіцієнт вилигування.

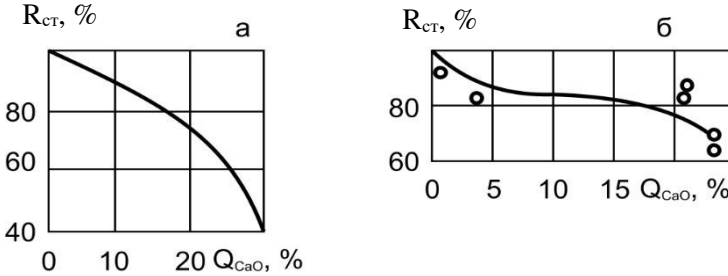


Рис. 5.2. Зниження міцності цементного розчину (а) і бетону (б) при вилигуванні вапна

Пропонується в розрахунках приймати допустимий коефіцієнт вилигування К, що дорівнює кількості розчиненого СаО без істотної втрати бетоном технічних властивостей – 0,1 (10%).

Тривалість дії води для досягнення виносу $q_в$, рівна терміну служби споруди:

$$\tau = \frac{q_в}{V_{об} C_6}, \quad (5.2)$$

де $V_{об}$ – об'ємна швидкість води (кількість води, що фільтрується в одиницю часу через одиницю об'єму бетону;

C_6 – середня концентрація СаО у воді за час служби конструкцій.

З визначення об'ємної швидкості води ($V_{об} = K_\phi \Delta H$, де $\Delta H = H / L$ – відношення висоти напору і товщини конструкції або градієнт напору) можна знайти гранично

допустимий коефіцієнт фільтрації бетону K_f і установити вимоги до його щільності і водонепроникності:

$$K_f = V_{об} / \Delta H . \quad (5.3)$$

Основними шляхами фільтрації води через бетон є тріщини і будівельні шви. За певних умов можлива кольматація пор бетону гідроксидом кальцію, що при достатній концентрації CO_2 піддається карбонізації.

Для запобігання або зменшення інтенсивності корозії I виду особливо велике значення має щільність бетону. Другим найважливішим напрямком підвищення корозійної стійкості бетону є зв'язування $Ca(OH)_2$ активними мінеральними добавками, введеними в цемент або безпосередньо в бетонні суміші (рис. 5.3).

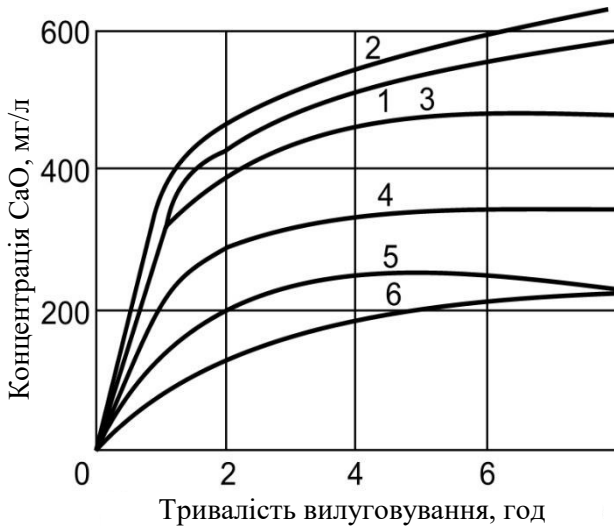


Рис. 5.3. Швидкість вилугування $Ca(OH)_2$ дистильованою водою із цементного каменю на різних цементах: 1 – піщаний портландцемент; 2 – портландцемент; 3 – гіпсошлаковий цемент; 4 – пуцолановий цемент; 5 – піщано-пуцолановий цемент; 6 – глиноземистий цемент

Корозія II виду обумовлена протіканням обмінних реакцій між продуктами гідратації цементу і кислотами або солями, що впливають на бетон. Найбільш характерними різновидами корозії II виду є вуглекисла, кислотна і магнезіальна корозія. У результаті впливу кислот утворюються солі кальцію, звичайно добре розчинні у воді. Кислоти взаємодіють насамперед з гідроксидом кальцію, а потім з гідросилікатами кальцію. Поряд з добре розчинними солями, що вимиваються з бетону, при корозії цього виду можливе утворення маломіцних аморфних мас $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$, $\text{Al}(\text{OH})_3$ і ін. У першу чергу руйнуються поверхневі шари бетону і швидкість руйнування буде визначатися розчинністю продуктів реакції, швидкістю обміну агресивного середовища на поверхні бетону і швидкістю дифузії іонів через шар продуктів реакції.

Особливість вуглекислої корозії полягає в тому, що вона здійснюється в два етапи. Спочатку CO_2 , що утримується у воді, утворює CaCO_3 , що ущільнює бетон. Умови для розчинення карбонатної плівки створюються при збільшенні кількості CO_2 понад рівноважну і утворенні гідрокарбонату. Надлишкова стосовно рівноважної кількість CO_2 зветься агресивною вуглекислою.

Бетон нормальної щільності починає руйнуватися при $\text{pH} < 6,5$, особливо щільний при $\text{pH} \leq 4,9 \dots 4$.

Нижче наведені середні відносні швидкості корозії для різних цементів при дії соляної і сірчаної кислот із $\text{pH}=2$:

Цемент	HCl	H ₂ SO ₄
Портландцемент	1	1
Пуцолановий цемент	1	0,94
Глиноземистий цемент	0,81	0,68
Кислотостійкий цемент	0,12	0,08

Різниця швидкості корозії під впливом HCl і H₂SO₄ при однаковому pH пояснюється неоднаковою розчинністю продуктів корозії – CaCl_2 і CaSO_4 . З підвищенням концентрації кислот різниця в стійкості різних видів цементу зменшується.

Поряд з неорганічними кислотами та кислими солями агресивну дію на бетон надають різні органічні кислоти, спирти, феноли та інші продукти.

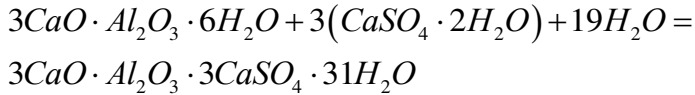
Корозію II виду викликають солі магнію, що часто є присутніми у ґрунтових водах і в значній кількості містяться в морській воді (15,5...18% від усієї кількості солей). Поряд з розчинними солями і солями, що вимиваються з бетону, при *магнезіальній корозії* утворюється аморфна маса $Mg(OH)_2$, що зменшує міцність бетону. У морській воді магнезіальна корозія підсилюється внаслідок підвищення розчинності гідроксиду кальцію і магнію в присутності $NaCl$.

До 2/3 магнезіальних солей у морській воді приходиться на частку $MgCl_2$, 1/3 – $MgSO_4$. Найбільш небезпечною є магнезіально-сульфатна корозія, оскільки в результаті реакцій $MgSO_4$ із $Ca(OH)_2$, а також з гідросилікатами і гідроалюмінатами кальцію утворюється не тільки аморфний $Mg(OH)_2$, але і кристалізується гіпс, об'єм якого більший сумарного об'єму вихідних речовин, що викликає значні напруження в цементному камені. Магнезіально-сульфатну корозію можна вважати змішаною (корозією II й III виду).

Корозія III виду розвивається в бетоні від внутрішніх напружень при нагромадженні в порах і капілярах малороозчинних солей. Це може бути як результатом кристалізації продуктів хімічних реакцій, так і процесу кристалізації при поглинанні солей з агресивних розчинів.

Найбільш розповсюдженою корозією цього виду є *сульфатна корозія*, що відбувається в цементному камені під впливом аніонів SO_4^{2-} , зв'язаних з катіонами Na^+ , Ca^{2+} і Mg^{2+} . У ґрунтових водах звичайний вміст SO_4^{2-} не перевищує 60 мг/л, у морській – може досягати 2500...2880 мг/л. Для бетону нормальної щільності на портландцементі сульфати, що утримуються у воді-середовищі, здійснюють слабкий агресивний вплив при концентрації іонів SO_4^{2-} уже понад 300 мг/л, а сильний – понад 500 мг/л. Різновидами сульфатної корозії є сульфоалюмінатна і гіпсова корозія. Кристалізація $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ має місце тільки при концентрації SO_4^{2-} більше 300 мг/л. У присутності іонів кальцію кристалізація $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ починається при більш низьких концентраціях $CaSO_4$ у розчині.

При *сульфоалюмінатній корозії* під дією сульфатних вод у цементному камені утворюється *етрингіт*:



Кристалізація етрингіту супроводжується збільшенням об'єму приблизно в 4,76 рази. Ця сіль утворюється при концентрації $\text{Ca}(\text{OH})_2$, що перевищує 0,46 г/л (у перерахуванні на CaO). При меншій концентрації $\text{Ca}(\text{OH})_2$ розкладаються високоосновні форми гідроалюмінату і етрингіт не утворюється. Активні (пуцоланові) добавки, хімічно зв'язуючи $\text{Ca}(\text{OH})_2$, сприяють у такий спосіб істотному збільшенню сульфатостійкості. Бетони на пуцолановому цементі не руйнуються у воді з концентрацією сульфатів до 0,5%. Сульфатостійкість бетону, крім концентрації $\text{Ca}(\text{OH})_2$, обумовлюється вмістом C_3A в клінкері. Основні умови високої сульфатостійкості бетону при його достатній щільності забезпечуються застосуванням сульфатостійких портландцементів з нормованим (не більше 5%) вмістом C_3A . Вміст C_3S у сульфатостійких цементах може як нормуватися (до 50%), так і не нормуватися. В останньому випадку для зв'язування $\text{Ca}(\text{OH})_2$ у портландцемент вводяться активні мінеральні добавки.

При вмісті у воді більш 1000 мг/л іонів SO_4^{2-} переважно розвивається *гіпсова корозія* унаслідок відкладення гіпсу в капілярах цементного каменю.

Відкладення солей у порах цементного каменю можливе і при їх кристалізації із сольових розчинів у результаті капілярного підсмоктування і випаровування води. За даними А.І.Мінаса при підсмоктуванні розчинів 5%-ної концентрації кристалізаційний тиск може досягати при Na_2SO_4 – 4,4; MgSO_4 – 3,6; NaCl – 2,7; CaSO_4 – 0,09 МПа.

Сольова корозія характерна в умовах теплового і сухого клімату при наявності в ґрунті водорозчинних солей у кількості більше 1% або високого рівня ґрунтових вод з мінералізацією не

менше 3 г/л. При відповідних температурно-вологісних умовах деякі солі з безводних або маловодних форм (Na_2SO_4 , $\text{MgSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$) переходять у порах цементного каменю у високооводнені форми кристалогідратів ($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$, $\text{MgSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ и т.д.). Такий перехід супроводжується збільшенням об'єму твердої фази в 1,5...3 рази і суттєвими деформаціями. У результаті сольової корозії в деяких південних регіонах відзначене руйнування конструкцій на висоті 10...50 см від поверхні землі. Поряд з підвищенням щільності бетону при небезпеці сольової корозії ефективно введення в бетонні суміші для зменшення капілярного підсмоктування гідрофобізуючих речовин, наприклад, етилсиліконата натрію, бавовняного мила, милонафта в кількості близько 0,1%.

Корозія бетону III виду може відбуватися не тільки при взаємодії бетону з зовнішнім середовищем, але й у результаті руйнівних процесів, що відбуваються при хімічній взаємодії компонентів бетонної суміші. Характерним прикладом таких процесів є взаємодія лугів, що містяться в цементі, із кремнеземом заповнювачів. У портландцементі вміст лужних сполук досягає 1...1,5% (у перерахуванні на Na_2O). Джерелами їх є глинисті компоненти шихти для одержання клінкеру і зола випалу. Значна частина лугів надходить у шихту з пилом печей, що повертається на випал. Луги можуть накопичуватися в бетоні також внаслідок обмінних реакцій складових цементного каменю із солями натрію, розчиненими в природних водах. Реакційноздатними в середовищі лугів є деякі модифікації кремнезему (тридиміт, кристобаліт, кремнеземисте скло, опал, опока, трепел, халцедон і ін.), що зустрічаються в заповнювачах. Продукти реакції між лугами цементу й активним кремнеземом розширюються в об'ємі і створюють руйнівний тиск. Заповнювач із вмістом розчинного кремнезему більш 50 моль/л вважається потенційно здатним до взаємодії з лугами цементу.

Найбільш діючим способом попередження розглянутої корозії є обмеження вмісту лугів у цементі до 0,6%. Сповільнюються процеси цього виду корозії при введенні в цемент активних мінеральних і деяких інших добавок.

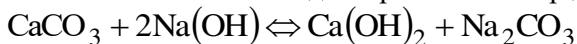
Будівельні конструкції промислових підприємств можуть

піддаватися агресивному впливу розчинів лугів - каустичної і кальцинованої соди тощо. *Лугостійкість бетону* є відносно високою в розчинах низької концентрації, однак у концентрованих розчинах (>5000 мг/л) можливо значне зниження міцності і руйнування бетону. Механізм лужної корозії полягає в підвищенні розчинності компонентів цементного каменю, що містять SiO_2 і Al_2O_3 , і утворенні луго-земельних силікатів і алюмінатів.

Розчинність $\text{Ca}(\text{OH})_2$ у цементному камені при контактуванні з розчинами лугів внаслідок присутності іонів OH^- значно знижується. Найбільшу активність стосовно лугів виявляє C_3A , трохи меншу - C_4AF , мінімальну C_3S . При збільшенні вмісту трикальцієвого алюмінату в клінкері в 2 рази лугостійкість цементного каменю знижується в 1,5...5 раз.

Бетони на портландцементі показують більшу стійкість у розчинах лугів, ніж бетони на пуцоланових і шлакопортландцементях, що мають звичайно більший вміст розчинних лужних сполук. Розчини лугів низької концентрації на відміну кислот не надають істотного агресивного впливу бетон. Однак з підвищенням концентрації лужних розчинів збільшується розчинність SiO_2 та Al_2O_3 , стає можливим утворення силікатів та алюмінатів натрію та калію, що може спричинити значні пошкодження бетону. Корозія бетону при впливі лужних розчинів може бути віднесена до корозії II виду, що переходить далі в корозію I виду.

Поряд з цементним каменем при впливі лугів можливе руйнування заповнювачів. Найбільш активно взаємодіють з їдкими лугами заповнювачі з кислих гірських порід. З їдким натром можлива також взаємодія карбонатних порід:



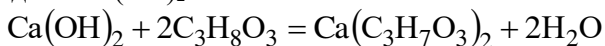
Реакція зміщується вправо при високих концентраціях NaOH , коли різко зменшується розчинність $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Руйнування карбонатних порід у лужних розчинах у 7...8 разів менш інтенсивно ніж кислих гірських порід.

Органогенна корозія бетону розвивається під впливом органічного агресивного середовища. На багатьох сільськогосподарських підприємствах харчової, вино- і

пивоварної, деревообробної, легкої й іншої галузей промисловості утворюються або використовуються продукти, що містять органічні кислоти.

Агресивна дія органічних кислот росте зі збільшенням їх молекулярної маси. З органогенних середовищ харчової промисловості найбільш корозійно активними стосовно цементного бетону є жири і рослинні олії. Рослинні і тваринні жири, взаємодіючи із $\text{Ca}(\text{OH})_2$, омилюються, утворюють кальцієві солі жирних кислот і багатоатомні спирти. Тваринні жири при взаємодії з водою піддаються гідролізу, в результаті чого утворюються гліцерин і жирні кислоти. Ці два продукти руйнують бетон.

Гліцерин, що володіє кислотними властивостями, взаємодіє із $\text{Ca}(\text{OH})_2$:



Руйнування цементного каменю і бетону в цьому випадку йде за механізмом корозії III виду.

Значною агресивністю володіє продукція виноробних підприємств і пивоварного виробництва, що містить спирти, цукри, органічні кислоти. Так, наприклад, етиловий спирт хімічно взаємодіє з вапном цементного каменю, утворюючи алкогольат кальцію – сіль, що розпадається в присутності води. У даному випадку руйнування бетону відноситься до III виду корозії.

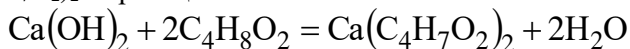
Цукрові розчини (підприємства кондитерської промисловості, плодоконсервні й ін.) сприяють інтенсивному розвитку мікрофлори, виділенню різних продуктів бродіння, що містять кислоти: масляну, молочну, оцтову.

Органогенні середовища, характерні для болотних і торф'яних ґрунтів, також сприяють корозії II виду внаслідок перетворення органічних речовин у гумінові й інші кислоти.

Руйнування матеріалів під впливом рослинних і тваринних організмів називають *біопшкодженнями*. З біологічно активним середовищем контактують гідротехнічні споруди, будівельні конструкції споруд на різних підприємствах харчової промисловості і мікробіологічних виробництв. Наприклад, мідії, що оселяються на поверхні підвідних морських споруд (до 40кг

на 1 м²) здатні виділяти до 12,2 см³ CO₂ за 1 год на 1 кг своєї маси. Деякі інші живі організми, що оселяються на поверхні споруд, особливо в період біоценозу (цвітіння води) навпаки поглинають з бетону вуглекислоту і вільний СаО. В обох випадках розвивається органігенна корозія бетону.

З бактерій, що впливають на цементний камінь, найбільш сильними є динітрифікуючі бактерії, у результаті життєдіяльності яких виділяється сірчана кислота. Анаеробні азотнофіксуючі бактерії утворюють масляну кислоту. При взаємодії її з гідроксидом кальцію утворюється бутерат кальцію Ca(C₄H₇O₂)₂ за реакцією:



Уролітичні бактерії діють в основному на сечовину, що утримується в стічних водах, гідролізуючи її. При цьому виділяються аміак і вуглекислий газ.

У результаті життєдіяльності деяких мікроорганізмів у бетоні розвиваються, поряд з хімічними, руйнівні електрохімічні процеси, що викликають розкладання продуктів гідратації цементу. Деякі мікроорганізми, особливо гриби, внаслідок збільшення їх об'єму викликають також руйнівні фізико-механічні процеси.

Корозійні процеси, що протікають під впливом зовнішнього агресивного середовища, підсилюються при одночасному впливі фізичних, механічних і хімічних факторів. Інтенсивність корозії визначається в значній мірі механізмом переносу агресивних речовин до поверхні корозії. У ненапірних спорудах має місце звичайний дифузійний перенос, при однобічному напорі, температурно-вологісних перепадах, капілярному підсмоктуванні – фільтраційний механізм переносу агресивних середовищ.

На першому етапі швидкість корозії визначається швидкістю взаємодії агресивного середовища з компонентами бетону або швидкістю розчинення. В міру відкладення продуктів корозії на реакційній поверхні швидкість корозії падає і доступ агресивних речовин до реакційної поверхні здійснюється дифузією. Для дифузійного періоду характерна прямолінійна

залежність глибини руйнування від $\sqrt{\tau}$, де τ – час дії агресивних середовищ на бетон.

Для прогнозування глибини руйнування бетону в дифузійний період звичайно використовують формулу:

$$h = \frac{k\sqrt{\tau} - a}{ЦР_{CaO}}, \quad (5.4)$$

де k і a – експериментальні коефіцієнти;

$Ц$ – витрата цементу в бетоні, $\text{кг}/\text{м}^3$;

R_{CaO} – вміст CaO в цементі, %.

Довговічність бетону в умовах впливу агресивного середовища забезпечується застосуванням матеріалу з достатньою щільністю, використанням вихідних компонентів з відповідним хіміко-мінералогічним складом і застосуванням при необхідності спеціальних мір захисту (застосуванням ізоляційних матеріалів, добавок і ін.).

5.3. Випробування корозійної стійкості бетону

Випробування корозійної стійкості бетону полягає у порівнянні показників зразків, що знаходились в агресивному середовищі зі значеннями аналогічних показників у неагресивному середовищі.

Корозійна стійкість бетону може бути визначена:

- за зміною хімічного складу бетону в часі (кінетичний метод);
- за зміною міцнісних властивостей бетону, його динамічного модуля пружності;
- за зміною величини лінійних деформацій бетону.

Загальні технічні вимоги до захисту бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії приведені у ДСТУ БВ.2.6-145:2010.

Для оцінювання корозійної стійкості бетону основними показниками слугують: зовнішній вигляд зразків, маса, об'ємні зміни, динамічний модуль, міцність при стиску і на розтяг при згині, водонепроникність або коефіцієнт фільтрації, загальна

пористість, глибина пошкоджень. Показниками агресивних середовищ, що враховуються, приймають: жорсткість, рН, концентрацію вуглекислого газу і агресивних іонів Mg^{2+} , NH_4^+ , SO_4^{2-} .

Розміри зразків, які випробовуються на корозійну стійкість, наведені в табл. 5.5, рекомендована концентрація агресивних розчинів – у табл. 5.6.

Таблиця 5.5

Розміри зразків

Розміри	Розміри, мм, зразків бетону з найбільшою крупністю заповнювача	
	до 5	більше 5
Основні	40×40×160	100×100×100
Рекомендовані	20×20×120	40×40×160
	10×10×60	70×70×280
	Ø 50×50	Ø150×150

Примітка. При необхідності допускається застосування зразків інших розмірів.

Рекомендована концентрація агресивних середовищ приведена в табл. 5.6.

Таблиця 5.6

Рекомендована концентрація агресивних середовищ

Види корозії та показники агресивності	Одиниці виміру	Концентрація	
		основна	допустима
Кислотна	рН	3	4; 5
Вуглекисла, CO_2	мг·л ⁻¹	80	40
Магнезіальна, Mg^{2+}	мг·л ⁻¹	10000	5000; 2000
Амонійна, NH_4^+	мг·л ⁻¹	2000	1000; 500
Сульфатна, SO_4^{2-}	мг·л ⁻¹	10000	34000; 3000; 1000

Примітка. При корозії вилуговування використовують дистильовану воду з подальшим кип'ятінням.

Як неагресивне середовище приймають питну воду. Співвідношення об'єму агресивного розчину в см³ до 1 см² поверхні зразка приймається не менше 5:1. Тривалість випробувань приймають 1; 3; 6; 12 міс. Концентрація агресивного

середовища не повинна змінюватись більше ніж на 5%, можливе відхилення температури $\pm 3^\circ \text{C}$. Результати випробувань оцінюють залежно від зміни обраних показників з урахуванням виду корозії.

При випробуванні корозійної стійкості бетону в агресивному середовищі вимірюють швидкість корозії і розраховують *глибину корозійного руйнування* бетону:

$$\Gamma_p = \frac{\sum P_{CaO}}{Ц\beta}, \quad (5.5)$$

де $Ц$ – маса цементу в 1 см^3 зразка, г/см^3 ;

β – вміст CaO в цементі за результатами хімічного аналізу;

$\sum P_{CaO}$ – кількість прореагувавшого цементного каменю у перерахунку на CaO , віднесена до площі реагуючої поверхні зразків, г/см^3 .

Для визначення $\sum P_{CaO}$ можна використати залежність:

$$\sum P_{CaO} = \pm a + K\sqrt{\tau}, \quad (5.6)$$

де a – стала величина, яка враховує вплив процесів, що протікають у початковий період випробувань;

K – експериментальний показник, що визначається як тангенс кута нахилу прямої до осі абсцис, $\text{г/см}^2\sqrt{\tau}$ (константа корозійного процесу).

При відомому значенні коефіцієнта K глибину руйнування бетону можна розрахувати за формулою:

$$\Gamma_p = \frac{K\sqrt{\tau}}{Ц\beta}, \quad (5.7)$$

де $Ц$ – маса цементу в 1 см^3 зразка, г/см^3 ;

τ – час, для якого прогнозується глибина руйнування бетону;

β – вміст CaO в цементі за результатами хімічного аналізу.

Тривалість служби конструкції до руйнування шару заданої глибини, τ , роки:

$$\tau = \left(\frac{\Gamma_p \text{Ц}\beta}{K} \right)^2 \cdot \frac{1}{365}. \quad (5.8)$$

Якщо необхідно розрахувати глибину руйнування при корозії в дифузійно-кінетичній області, застосовують формулу:

$$\Gamma_p = \frac{\nu\tau}{\text{Ц}\beta}, \quad (5.9)$$

де ν – швидкість корозії в дифузійно-кінетичній області.

Розрахунок довговічності бетону в сульфатних середовищах може бути виконаний, виходячи з теоретичних закономірностей кінетики гетерогенних процесів. (рис. 5.4, 5.5) за умови відомих значень про накопичення небезпечної (руйнівної) кількості сульфатів у цементному камені бетону та даних про накопичення сульфатів за час досліджень зразків відомого складу в сульфатному середовищі певної концентрації.

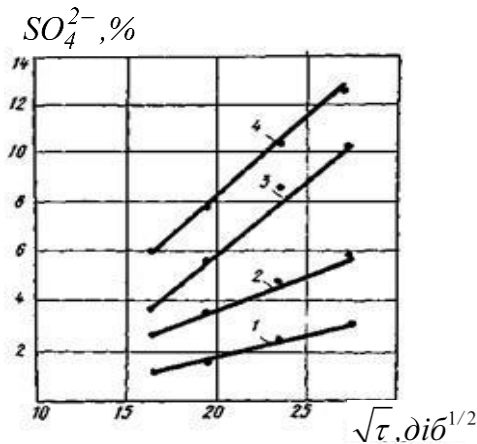


Рис. 5.4. Кінетична залежність процесів корозії зразків цементного розчину 1:2.5 при В/Ц=0,5 в розчинах сульфату натрію з концентрацією за іоном SO_4^{2-}
1 – 1,5 г/л; 2 – 5,0 г/л; 3 – 12,0 г/л; 4 – 20,0 г/л.

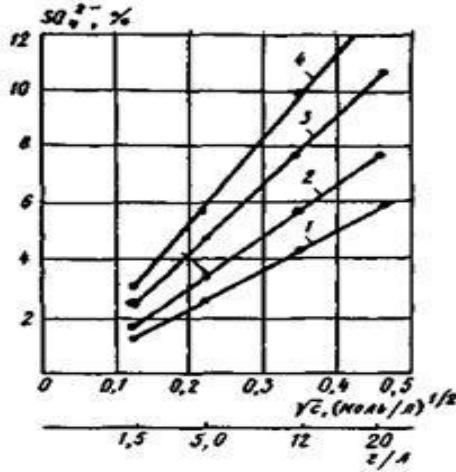


Рис. 5.5. Інтенсивність поглинання SO_4^{2-} з розчинів сульфату натрію зразками цементного розчину складу 1:2,5 при В/Ц=0,5
1-4 – відповідно через 274, 365, 554, 738 діб

Розрахунки здійснюють за формулами:

$$\sqrt{\frac{\tau_o}{\tau}} = \frac{Q}{\sum P_{SO_3}}, \quad (5.10)$$

$$\tau_o = \left(\frac{Q}{\sum P_{SO_3}} \right)^2 \cdot \tau, \quad (5.11)$$

де τ_o – можливий строк експлуатації бетону конструкцій, років;

τ – тривалість досліджень, років;

Q – руйнівна кількість сульфатів SO_3 , % від маси цементу;

$\sum P_{SO_3}$ – кількість сульфатів, що накопичилися у зразках за час досліджень, (% маси цементу).

Кількість сульфатів Q , яка викликає руйнування бетону залежно від типу цементу, можна приймати за табл. 5.7.

Таблиця 5.7

Руйнівна кількість сульфатів у цементному камені бетонів

Тип цементу	Кількість сульфатів, % маси цементу, що викликає руйнування бетону за SO ₃
Сульфатостійкий ПЦ (С ₃ А не більше 5%)	12
Середньоалюмінатний ПЦ (С ₃ А не більше 7%)	9
Високоалюмінатний ПЦ (С ₃ А більше 7%)	6

За прискореними випробуваннями у сульфатному середовищі високої концентрації можна розрахувати кількість сульфатів $\sum P_{SO_3}$, що накопичилися у зразках для даної концентрації агресивного середовища:

$$\sum P_{SO_3} = \sqrt{\frac{C}{C_0}} \cdot P_{SO_3}^0 \quad (5.12)$$

де $\sum P_{SO_3}^0$ – кількість сульфатів, що накопичилися у зразках за час випробувань у сульфатному середовищі заданої концентрації, % маси цементу;

C_0 і C – експериментальна концентрація сульфатного агресивного середовища та фактична концентрація сульфатного середовища, для якого необхідно виконати прогноз руйнування бетону, моль/л.

Приклад 5.1. Зразки з бетону марок за водонепроникністю W8 та W16 випробувані протягом 10 діб у розчині сірчаної кислоти з $pH = 2(0,01 \text{ моль/дм}^3)$. Розрахувати глибину руйнування зразків.

Склад бетону марки за водонепроникністю W8 – Ц:П:Щ = 1:1,3:2,6, В/Ц = 0,42, Ц = 450 кг/м³, вміст СаО в цементі 62%. Склад бетону марки за водонепроникністю W16 – Ц:П:Щ = 1:1,2:2,4, В/Ц = 0,32, Ц = 495 кг/м³, модифікатор бетону МБ 10-01 – 15 % маси цементу, вміст СаО в цементі 65 %.

За 10 діб випробувань кількість розчиненого цементного каменю в перерахунку на СаО склало для бетону марки W8 – $\Sigma P_{\text{СаО}} = 0,013 \text{ г/см}^2$, для бетону марки W16 – $\Sigma P_{\text{СаО}} = 0,010 \text{ г/см}^2$. Глибина руйнування, розрахована за формулою (5.5) для бетону

марки W8, склала $G_p = \frac{0,013}{0,45 \cdot 0,62} = 0,046 \text{ см}$. Глибина

руйнування для бетону марки W16 склала

$$G_p = \frac{0,010}{0,495 \cdot 0,65} = 0,034 \text{ см}.$$

Кожні наступні 10 діб до 6 місяців розраховують глибину руйнування бетону і будують графік у координатах $\sqrt{\tau} - G_p$. Знаходять константу корозійного процесу K за графіком $\sqrt{\tau} - G_p$, як тангенс кута нахилу прямої і постійну α та за формулою (5.6) розраховують глибину корозії бетону у відповідні строки.

Приклад 5.2. Розрахувати глибину руйнування бетону за 50 років.

Вихідні дані ті ж, що в прикладі 5.1. Зразки випробувані в розчині молочної кислоти з концентрацією $0,001 \text{ моль/дм}^3$, $pH = 3,75$.

Константа корозійного процесу для бетону марки W8 – $8,3 \cdot 10^{-3} \text{ см} \cdot \text{діб}^{1/2}$, для бетону марки W16 – $2,8 \cdot 10^{-3} \text{ см} \cdot \text{діб}^{1/2}$. Постійна α рівна нулю.

Розрахунок за формулою (5.6) для бетону марки W8 дає результат:

$$G_p = 8,3 \cdot 10^{-3} \sqrt{50 \cdot 365} = 1,12 \text{ см}.$$

$$\text{Для бетону марки W16: } G_p = 2,8 \cdot 10^{-3} \sqrt{50 \cdot 365} = 0,38 \text{ см}.$$

При розробці технології та проектуванні складів бетону, що забезпечують тривалу безремонтну експлуатацію конструкцій у газоповітряних середовищах, виникає задача оцінити дифузійну проникність бетону для вуглекислого газу. Знання цієї характеристики дозволяє розраховувати період, протягом якого відбувається нейтралізація захисного шару бетону в газоповітряному середовищі, і оцінювати збережуваність сталеві арматури в залізобетонних

конструкціях, а також призначати склади бетону для експлуатації в атмосфері із заданим вмістом вуглекислого газу.

Для проведення випробувань застосовують установку з автоматичним забезпеченням заданої концентрації вуглекислого газу (рис. 5.6).

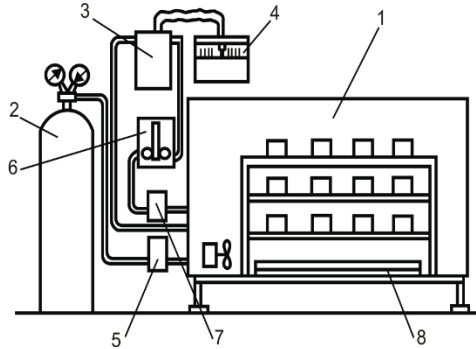


Рис. 5.6. Установка для випробувань бетону в середовищі вуглекислого газу: 1 – камера; 2 – балон із CO₂; 3 – автоматичний газоаналізатор; 4 – показуючий командний прилад; 5 – електромагнітний клапан; 6 – блок регулювання; 7 – збуджувач витрати газу; 8 – ванна з розчином хлориду натрію

Ефективний коефіцієнт дифузії вуглекислого газу в бетоні D , см²/с розраховують за формулою:

$$D = \frac{m_0 x^2}{2c\tau}, \quad (5.13)$$

де x – середнє значення товщини нейтралізованого шару бетону, см;

c – концентрація вуглекислого газу в камері у відносних одиницях;

τ – тривалість впливу вуглекислого газу на бетон, с;

m_0 – реакційна ємність бетону у відносних одиницях.

Величину m_0 можна приблизно розрахувати за формулою:

$$m_0 = 0,4ЦPC_n, \quad (5.14)$$

де $Ц$ – витрата цементу, г в 1 см^3 бетону;

P – кількість основних оксидів у цементі у перерахунку на CaO (орієнтовно $P=0,6$);

C_n – ступінь нейтралізації бетону.

Більш точний розрахунок m_0 виконується за даними хімічного аналізу кількості зв'язаного вуглекислого газу у зовнішньому і внутрішньому шарах бетону, % маси.

Глибину карбонізації бетону X за час τ у повітряному середовищі розраховують за формулою:

$$X = \sqrt{\frac{2DC}{m_0}}, \quad (5.15)$$

де C – концентрація вуглекислого газу.

Для прискореного визначення захисної дії бетону по відношенню до сталеві арматури застосовують електрохімічні методи. Вони базуються на оцінюванні пасивуючого впливу бетону на сталеву арматуру і отриманні залежності густини електричного струму від електричного потенціалу сталеві арматури (*потенціодинамічний метод*) або значення потенціалу арматури в бетоні від густини струму (*гальванодинамічний метод*). Отримані результати порівнюються зі встановленими критичними значеннями.

Електрична схема при застосуванні потенціодинамічного методу наведена на рис. 5.7, а.

Вимірювання гальванодинамічним методом (рис. 5.7, б) виконують на зразку шляхом реєстрації значень потенціалу в мілівольтах за допомогою вольтметра.

Гальванодинамічні характеристики на зразках отримують при зміні сили струму ступенями 1; 2; 4; 8; 16; 30; 60; 120; 250; 500; 1000; 2000 мкА. Після кожного збільшення значення струму роблять витримку до стабілізації потенціалу E .

Після електрохімічних випробувань сталеві стержні виймають з бетону і визначають наявність на них корозійних пошкоджень.

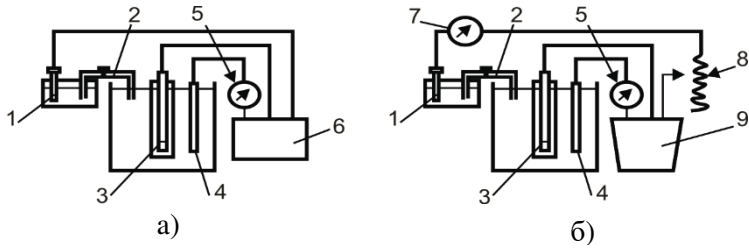


Рис. 5.7. Електричні схеми зняття потенціодинамічних і гальванодинамічних поляризаційних кривих:

а) потенціодинамічний метод; б) гальванодинамічний метод:

- 1 – електрод порівняння; 2 – електролітичний ключ; 3 – зразок;
 4 – додатковий електрод; 5 – мікроамперметр; 6 – потенціостат;
 7 – вольтметр; 8 – резистор; 9 – джерело струму

Площу робочої поверхні сталевго стержня, яка контактує з бетоном S , см^2 , розраховують за формулою:

$$S = \pi D l + \pi D^2 / 4, \quad (5.16)$$

де D – діаметр стержня, см ;

l – довжина стержня в бетоні, см .

Розраховують густину струму i , $\text{мкА}/\text{см}^2$, при кожному фіксованому значенні потенціалу за формулою:

$$i = \frac{I}{S}, \quad (5.17)$$

де I – сила струму, мкА ;

S – площа робочої поверхні, см^2 .

За отриманими результатами будують графік (поляризаційну криву) в координатах: по осі абсцис – густина струму, $\text{мкА}/\text{см}^2$, по осі ординат – потенціал робочого електроду E , мВ .

Корозійний стан сталевгої арматури у бетоні оцінюють за показниками, наведеними в табл. 5.8.

Таблиця 5.8

Показники корозійного стану сталльної арматури в бетоні

Показник	Корозійний стан сталльної арматури на момент електрохімічних випробувань
Густина струму при потенціалі 300 мВ: – до 10 мкА/см ² включно – від 10 до 25 мкА/см ² – більше 25 мкА/см ²	Пасивний стан Нестійкий пасивний стан Інтенсивна корозія
Потенціал через (60±5) с після відключення струму: – більше 5 мВ – менше 5 мВ	Пасивний стан Активний стан, корозія

Додатковими критеріями є наявність або відсутність корозійного ураження арматури, значення струму корозії. Зразки, які знаходяться в пасивному стані протягом усього часу випробувань, не мають корозійного ураження.

ЛІТЕРАТУРА

1. Ахвердов И.Н. Теоретические основы бетоноведения. Мн.: Вища школа, 1991. 188 с.
2. Баженов Ю.М., Алимов Л.А., Воронин В.В., Магдеев У.Х. Технология бетона, строительных изделий и конструкций. М.: Изд-во АСВ, 2004. 256 с.
3. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. М.: Стройиздат, 1998. 768с.
4. Большаков В.И., Дворкин Л.И. Строительное материаловедение. Днепропетровск: РВА "Дніпро-VAL", 2004. 677 с.
5. Горчаков Г.И., Орендлихер Л.П., Савин Л.И. и др. Состав, структура и свойства цементных бетонов. М.: Стройиздат, 1976. 145 с.
6. Гоц В. І., Павлюк В. В., Шилюк П. С. Бетони і будівельні розчини. Київ: Основа, 2016. 567 с.
7. Грушко И.М., Ильин А.Г., Чихладзе Э.Д. Повышение прочности и выносливости бетона. Харьков: Вища школа, 1986. 149 с.
8. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. Основи бетонознавства. К.: Основа, 2007, 613 с.
9. Дворкин Л.И. Бетоноведение. В 2-х т. М.: Инфра-Инженерия, 2021. 692 с.
10. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. Бетони і будівельні розчини. Київ, "Основа", 2008. 613 с.
11. Дворкін Л.Й. Бетони спеціального призначення. Київ: "Кондор", 2017, 352 с.
12. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Расчетное прогнозирование свойств и проектирование составов бетона. М.: "Инфра-Инженерия", 2017, 386 с.
13. Дворкін Л.Й. Проектування складів бетонів (Методи, приклади, вправи). Київ: "Кондор", 2017, 386 с.
14. Дворкін Л.Й., Гоц В.І., Дворкін О.Л. Випробування бетонів і розчинів. Проектування їх складів. Київ: "Основа", 2014, 304 с.

15. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Бордюженко О.М. Бетони нового покоління. Рівне, НУВГП, 2021. 316 с.
16. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Макаренко Р.М. Високоміцні бетони. Київ: "Каравела", 2022. 218 с.
17. Дворкін Л.Й. Міцність бетону. Київ: "Кондор", 2021. 312 с.
18. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Проектирование составов бетона с заданными свойствами. Ровно, РГТУ, 1999. 202 с.
19. Дворкін Л.Й. Теоретичні основи будівельного матеріалознавства: навчальний посібник. – Київ: Каравела, 2023. –799 с.
20. Добавки в бетон: Справочное пособие: Пер. англ. /Под ред. В.С. Рамачандрана. М.: Стройиздат, 1988. 570 с.
21. Добролюбов Г. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Прогнозирование долговечности бетона с добавками. М.: Стройиздат, 1983. 212 с.
22. Кривенко П.В.,Пушкарева Е.К., Барановский В.Б. та ін. Будівельне матеріалознавство. К.: Основа, 2004. 704 с.
23. Кривенко П.В.,Пушкарева Е.К. Долговечность шлакощелочного бетона. К.: Будівельник, 1993. 224 с
24. Невилль А.М. Свойства бетона. М.: Стройиздат, 1972. 344 с.
25. Плугин А.Н., Плугин А.А., Калинин О.А. Теория прочности, разрушения и долговечности бетона, железобетона им конструкций из них. Киев: Наукова думка, 2012. 286 с.
26. Рамачандран В., Фельдман Р., Бодуэн Дж. Наука о бетоне. М.: Стройиздат, 1986. 278 с.
27. Ребиндер Л.А. Физико-химическая механика дисперсных структур. М.:Наука, 1966. 255 с.
28. Рунова Р.Ф., Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Носовський Ю.Л. В'язучі речовини. К.: Основа, 2012. 448 с.
29. Саницький М.А., Соболев Х.С., Марків Т.Е. Модифіковані композиційні цементи. Львів: Львівська політехніка, 2010. 132 с.
30. Ушерев-Маршак А.В. Калориметрия цемента и бетона. Харьков, «Факт», 2002. 177 с.
31. Шейкин А.Е., Чеховский Ю В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. М.: Стройиздат, 1979. 344 с.

32. Штарк И., Вихт Б. Долговечность бетона. К.: Оранта, 2004. 301 с.
33. Dvorkin L. The main properties of cement concrete. Palmarium Academic Publishing, 2019. 232 p.
34. Dvorkin L., Dvorkin O., Basics of concrete science. Amazon,(Kindle edition) 382 p.,2011/(e-book).
35. Bolshakov. V., Dvorkin L. Structure and Properties of Building Materials. Trans Tech Publication ine, Zurich, 2016, p. 220.
36. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Multi-Parametric Concrete Compositions Design. Nova Science Publishers, New York, USA, 2013, p. 223.
37. Dvorkin L, Nwoubani S., Dvorkin O. Construction Materials. Nova Science Publishers, New York, USA, 2010.– 409 p.
38. Dvorkin L., Zhitkovsky V., Marchyk V., Stepasuk U. Improving Concrete and Mortar Using Modified Ash and Slag Cement. CRC Press, London, 2020, 194 p.